

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaïa-
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En Vue d'Obtention du Diplôme De Master II en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8 duplexe) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

IDRISSOU Sarah

BRADAI Sadek

HARKOUK Larbi

Dirigé par :

M^{me}. CHIKH AMAR

Membres de jury :

M^r. MEHIDI.K

M^{lle}. OUDJEHANI.N

Juin 2013

Remerciement

Nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.

Nous tenons à exprimer nos vifs remerciements à notre promotrice
Madame CHIKH AMER.H

Nous tenons également à remercier les membres de jury qui nous feront
l'honneur de juger ce travail.

Nous remercions aussi toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a
la réalisation de notre projet.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

A la mémoire de ma très chère grand-mère

« MENANA »

*A mon grand frère Doudine, à mon petit frère
Taher, à mon amie Nour El Houda, à mes binôme
Larbi et Sadek, a Tania et Zizouh, Farouk et a tous
mes amis*

IDRISSOU Sara

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.*

A ma très chère sœur Syla.

*A mes très chers frères Toufik, Boubakeur, Kamel
et Fateh .*

A la mémoire de mon très cher « DA RACHID »

A mes très chers grands parents.

*A mes très cher amis Mahma, Zindine et sa
famille, Baby, Zizouh, Jhony, Sara, Touhami,
Mina, Meriem, Tassaâdit et à tous mes amis.*

BRADAI Sadek

Je dédie ce modeste travail à :

- ✓ *Mes très chers parents qui ont tant donné pour me voir réussir.*
- ✓ *Mes frères et mes sœurs et à toute la famille HARKOUK.*
- ✓ *Mes amis sans exception.*
- ✓ *Toute la promotion génie civil.*
- ✓ *A ma moitié qui à su me soutenir durant les pénibles moments que j'ai endurer.*

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation du projet

1.1- Introduction	2
1.2- Les caractéristiques géométriques de la structure	3
1.3- Présentation de la structure	4
1.4- Caractéristiques du sol d'assise	4
1.5- Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
1.5.1- Le béton	4
1.5.2- L'acier	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction	6
2. A) Pré dimensionnement des éléments secondaires	6
2. A.1) Planchers	6
2. A.1.1) Plancher à corps creux	6
2. A.1.2) Plancher à dalle pleine	7
2. A.2) Escaliers	9
2. A.3) Acrotère	11
2. B) Pré dimensionnement des éléments principaux	12
2. B.1) Les Poutres	12
2. B.2) Les voiles	13
2. B.3) Poteaux	13
2.C) Descente de charge	14
Conclusion	21

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

3.1 Calcul des planchers	22
3.1.1 Etude des poutrelles	22
3.2 : Etude des escaliers	38
3.3 : Etude de la poutre brisée	49

3.4 : Etude des dalles pleines	53
3.5 : Etude de la poutre de chaînage	63
3.6 : Etude de l'ascenseur	66
3.7 : Etude de l'acrotère	77

Chapitre IV : Etude au séisme

4.1. Introduction	83
4.2. Objectifs et exigences	83
4.3. Méthodes de calcul	83
4.3.1. Méthode statique équivalente	83
4.3.2. Méthode dynamique modale spectrale	87
4.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme	87
4.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes	87
4.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique	88
Conclusion	96

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

5.1. Etude des poutres	97
5.2. Etude des poteaux	103
5.3. Étude des voiles	112

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

6.1. Introduction.....	121
6.2. Choix du type des fondations.....	121
6.3. Combinaisons d'actions à considérer.....	121
6.4. Etude des fondations	121
6.5. Voile périphérique	137
Conclusion	136

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure 1.1 : Plan de situation.....	02
Figure 1.2 : Plan de masse.....	03
Fig.2.1: schéma de disposition des poutrelles... ..	07
FIG. 2.2 – Identification de la dalle au niveau de l’ascenseur.....	08
FIG. 2.3 – Identification de la dalle au niveau du panneau entourant la cage d’ascenseur... ..	08
Fig.2.4: Composantes d’un escalier.....	09
Fig.2.5: vue en plan de l’escalier type 1.....	09
Fig.2.6: Coupe de l’escalier type 1.....	09
Fig.2.7: vue en plan de l’escalier type 2.....	11
Fig.2.8: Coupe de l’escalier type 2.....	11
Fig.2.9 : Schémas de l’acrotère.....	11
Fig.2.10: Plan de repérage des poteaux dans la descente de charge	14
Fig.2.11: Poteau « P1 » de la descente de charges.....	17
Fig.2.12 : Poteau « P2 » de la descente de charges.....	19.
Fig.3.1:Schéma de la poutrelle.....	22
Fig.3.2 : Schéma statique de la poutrelle type 2.....	23
Fig.3.3 : Schéma statique de la poutrelle type 2.....	26
Fig.3.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles.....	37
Fig.3.5: Coupe de l’escalier type 1.....	38
Fig.3.6: Schéma statique.....	38
Fig.3.7: Section à ferrailée.....	38
Fig .3.8 : Schémas du ferrailage de l’escalier type 1.....	42
Fig.3.9 : Schéma statique de la volée (2)	42

Liste des figures

Fig.3.10 : Schéma de ferrailage de la volée 2.....	44
Fig.3.11 : Coupe de l'escalier type 2.....	45
Fig.3.12: schéma statique de l'escalier type 2.....	45
Fig .3.13 : Schéma du ferrailage de l'escalier type 2.....	48
Fig.3.14 : Schéma statique de la volée 5.....	48
Fig3.15 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée 1.....	52
Fig.3.16 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée 2.....	53
Fig.3.17 : Schéma statique de la dalle 1.....	54
Fig.3.18 : Schéma de ferrailage de la dalle type 1.....	57
Fig.3.19 : Schéma statique du balcon 2.1.....	58
Fig.3.20 : Schéma statique du balcon 2.2.....	59
Fig.3.21 : Schéma de ferrailage de la dalle type 2.1.....	62
Fig.3.22 : Schéma de ferrailage de la dalle type 2.2.....	63
Fig.3.23 : Schéma statique.....	64
Fig.3.24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.....	66
Fig.3.25 : Cage d'ascenseur.....	67
Fig.3.26 : Schéma représentant de la surface d'impact.....	68
Fig.3.27 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine	74
Fig.3.28 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur	77
Fig.3.29: Schéma de l'acrotère.....	77
Fig.3.30: Schéma statique de l'acrotère.....	78
Fig.3.31: Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	82

Liste des figures

Fig.4.1 : Schéma de disposition des voiles.....	88
Fig.4.2 : Vue 3D de la structure étudiée.....	91
Fig.5.1 : Exemple de ferrailage des Poutres principales et secondaires du RDC.....	101
Fig.5.2 : Schéma de la zone nodale.....	108
Fig.5.3 : Schémas de ferrailage des Poteaux.....	110
Fig.5.4 : Exemple de ferrailage des voiles-voile Vy4 // Y-Y'-.....	118
Fig.6.1 : Schéma de rupture de la dalle de radier.....	126
Fig.6.2 : Schéma de ferrailage de radier.....	130
Fig.6.3 : Schéma statique du débord.....	131
Fig.6.4 : Schéma de ferrailage du débord.....	131
Fig.6.5 : Schéma statique équivalent.....	132
Fig.6.6 : La coupe de la nervure.....	133
Fig.6.7 : Le ferrailage de la nervure N1.....	135
Fig.6.8 : Le ferrailage du voile périphérique.....	141

Liste des tableaux

TAB. 2.1 – dimensions de la dalle D1	8
Tab.3.1 : Différents types de poutrelles dans les planchers.....	23
Tab.3.2.Chargement sur les poutrelles.....	23
Tab.3.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	29
TAB.3.4 : Calcul des armatures.....	39
TAB.3.5 : Evaluation des flèches.....	41
TAB.3.6: Calcul du ferrailage.....	46
TAB.3.7: Evaluation de la flèche.....	47
TAB. 3.8 : moments et ferrailage correspondant.....	53
TAB. 3.9 : Calcul du ferrailage de la dalle D4.....	55
TAB.3.10 : Vérification des contraintes.....	55
TAB.3.11 : Calcul du ferrailage du balcon.....	58
TAB.3.12 : Calcul des contraintes.....	59
TAB.3.13 : Evaluation des flèches dans le sens X.....	59
TAB.3.14 : Calcul du ferrailage de la dalle D4.....	60
TAB. 3.15 : Calcul des contraintes à l'ELS.....	61
TAB.3.16 : Evaluation des flèches.....	61
TAB.3.17 : Calcul des armatures.....	65
TAB.3.18 : Vérification des contraintes.....	66
TAB.3.19 : Résultats des calculs.....	70
TAB.3.20 : Résultats des calculs.....	75
Tab.3.21 : combinaison de calcul.....	78
Tableau 4 .1.Valeurs des pénalités Pq	84

Liste des tableaux

Tableau 4.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	89
Tableau 4.3. Vérification sous charges horizontales.....	90
Tableau 4.4. Vérification sous charges verticales.....	90
Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	92
Tableau 4.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	92
Tableau 4.7. Vérification des déplacements dans le sens X-X'	93
Tableau 4.8. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y'	94
Tableau 4.9. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X'	95
Tableau 4.10. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y'	95
Tab.5.1 : Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaire dans tous les niveaux..	98
Tableau 5.2 : Vérification des contraintes tangentielles.....	100
Tableau 5.3 .Vérification de l'état limite de compression du béton.....	101
Tableau 5.4. Vérification de la flèche pour les poutres.....	101
Tab.5.5 : Evaluation de la flèche dans le sens principal.....	101
Tab.5.6 : Evaluation de la flèche dans le sens secondaire.....	102
Tableau 5.7. Sollicitations dans les poteaux.....	103
Tableau 5.8. Ferrailage des poteaux.....	106
Tableau 5.9 : Calcul des armatures transversales.....	106
Tableau 5.10. Vérification du flambement pour les poteaux.....	107
Tableau 5.11. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	108
Tableau 5.12. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	109
Tableau 5.13. Les moments résistants dans les poteaux.....	110
Tableau 5.14. Vérification de la zone nodale.....	110

Liste des tableaux

Tableau 5.15: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à $x-x'$	112
Tableau 5.16.Ferraillage du voile V_{x2} //X-X'	116
Tableau 5.17.Ferraillage du voile V_{x1} //X-X'	117
Tableau 5.18.Ferraillage du voile V_{x3} //X-X'	117
Tableau 5.19.Ferraillage du voile V_{x4} //X-X'	118
Tableau 5.20.Ferraillage du voile V_{y1} //Y-Y'	118
Tableau 5.21.Ferraillage du voile V_{y2} //Y-Y'	119
Tableau 5.22.Ferraillage du voile V_{y3} //Y-Y'	119
Tableau 5.23.Ferraillage du voile V_{y4} //Y-Y'	120
Tableau 6.1. Section des armatures du radier	127
Tableau 6.2. Vérification de l'état limite de compression du béton	129
Tableau 6.3.Les nouveaux résultats de la vérification de l'état limite de compression du béton.....	129
Tableau 6.4. Le ferraillage du débord	131
Tableau 6.5. Sollicitations maximales sur la nervure N1	133
Tableau 6.6. Ferraillage de la nervure N1	134
Tableau 6.7. Vérifications des contraintes	134
Tableau 6.8. Les nouveaux résultats des vérifications des contraintes	134
Tableau 6.9. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELU.....	138
Tableau 6.10. Ferraillage du voile périphérique	138
Tableau 6.11. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS	139
Tableau 6.12. Vérification de l'état limite de compression du béton	140
Tableau 6.13. Vérification de l'état limite de traction dans l'acier	140

Introduction

générale

Introduction générale

Introduction générale :

Les secousses sismiques sont sûrement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles.

En Algérie, depuis le séisme de BOUMERDES en 2003, le règlement parasismique algérien a été modifié vu le regain d'intérêt pour les constructions parasismiques.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 duplexe à usage d'habitation dans une zone de moyenne sismicité.

Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a dimensionné les éléments de bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère, ...etc. l'étude dynamique dans le 4^{ème} chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisi des voiles. Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA99, sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000-V14. Le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre 5 et en fin le calcul de l'infrastructure sera l'objet du chapitre 6.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et d'autres DTR.

CHAPITRE 1

Présentation du projet

1.1- Introduction :

L'ouvrage qu'on va étudier est un bâtiment en R+8 duplexes, du projet de réalisation de 89 logements à usage d'habitation en R+5 duplexes à R+10 duplexes, situé à TALA OUARIEN, wilaya de Bejaïa, entrant dans le cadre du programme de l'entreprise de réalisation URBANIA. Il comporte deux appartement par niveau, sauf pour le 6^{ième} et 7^{ième} niveau, où l'en trouve un appartement et un duplexe. La configuration du bâtiment présente une irrégularité au niveau du plan et de l'élévation et sa structure est contreventée par un système de contreventement mixte (portiques+voiles) en béton armé.

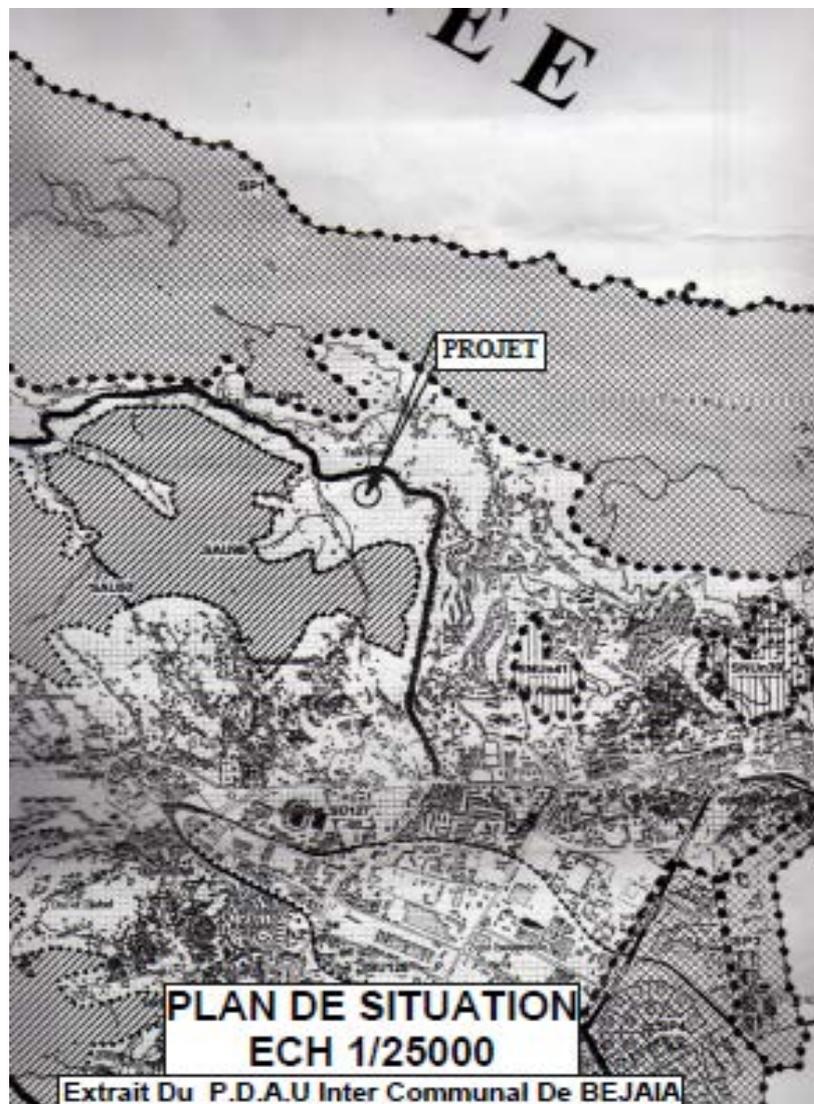


Figure 1.1 : Plan de situation

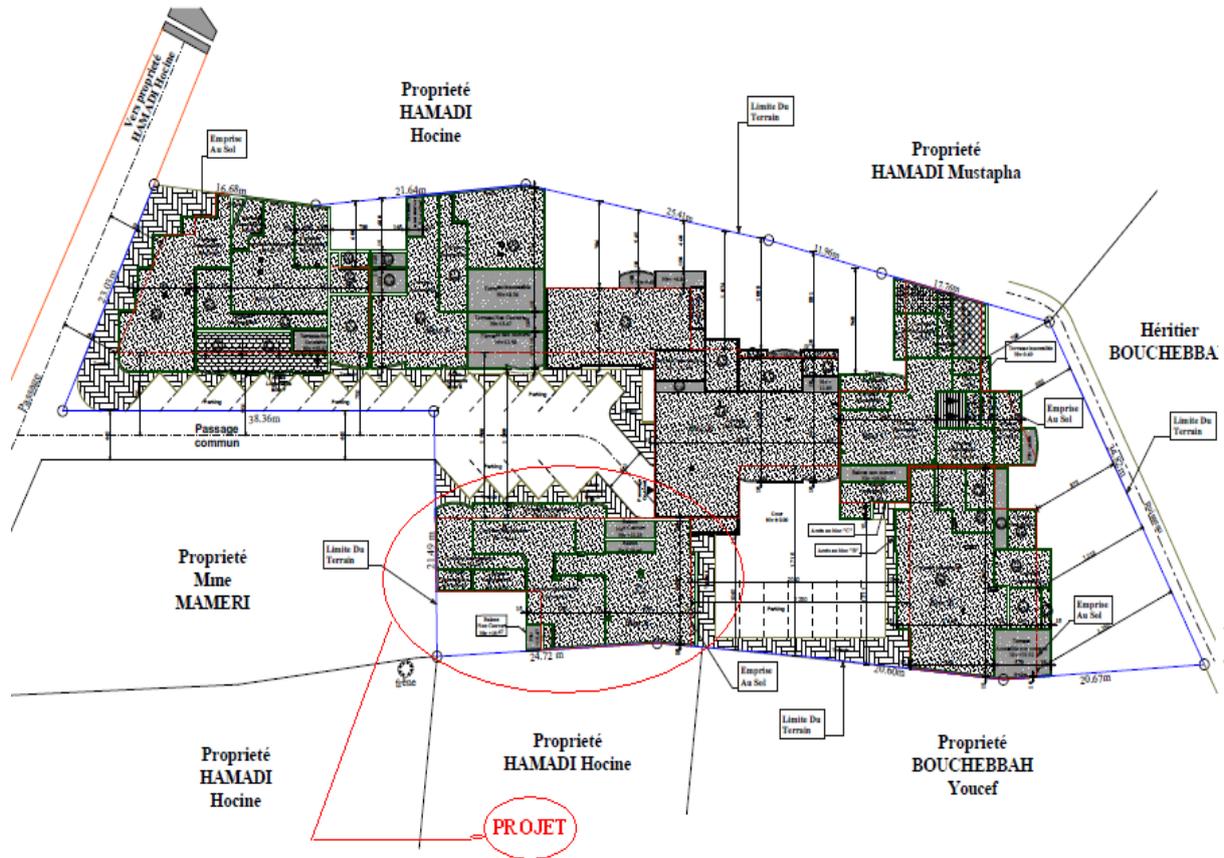


Figure 1.2 : Plan de masse

1.2- Les caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure à étudier sont :

- La hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) est : $H=27,03m$
- La longueur en plan est de $26,25m$
- La largeur en plan est de $11,60m$
- La hauteur du RDC est de $3,91m$
- La hauteur de l'étage courant est de $2,89m$

1.3- Présentation de la structure :

- L'accès aux étages supérieurs s'effectue au moyen d'un ascenseur et d'une cage d'escalier constituée de trois volées.
- Au niveau des duplexes, on trouve également une autre cage d'escalier constituer de trois volées.
- Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles et des portiques dans les deux sens (longitudinale et transversale) et assurant une stabilité au bâtiment vis-à-vis des charges horizontales et verticales, ce qu'il lui confère une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Les planchers sont constitués de dalles en corps creux en partie courante et en dalles pleines pour les balcons.
- D'après la classification des RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

1.4- Caractéristiques du sol d'assise.

D'après la base des données géologiques, et les résultats d'investigations des géotechniques du Laboratoire des Travaux Publics « LAGHOUAG », la capacité portante admissible du sol d'assise retenue est $\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar}$. Le site est sous forme d'un couloir qui représente des facies Marno-Schisteux de l'âge sénonien ; ces schistes sont compactes en profondeur avec de nombreuses lentilles de conglomérats aux éléments de taille très variables, sont accompagnés quelquefois de véritables « petites Klippes sédimentaire », d'où la nécessité de faire l'ancrage à 3m.

Il est à souligner que la région de « TALA OUARIEN » est classée suivant le RPA99/V2003 en **Zone IIa** (une zone de sismicité moyenne), avec un sol d'assise meuble **S3**.

1.5- Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.5.1- Le béton :

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

- ✓ **Résistance caractéristique à la compression** (Art A.2.1,11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Présentation du projet

✓ Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

✓ Module de déformation longitudinale du béton :

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3).E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

1.5.2- L'acier :

Dans notre projet on a utilisé des armatures de haute adhérence F_eE400 dont la limite d'élasticité vaut 400MPa.

CHAPITRE 2

Pré dimensionnement des éléments

Introduction :

Le pré dimensionnement c'est donner des dimensions aux différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes et les normes techniques assurant les conditions de la flèche et de résistance.

2. A) Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2. A.1) Planchers :

2. A.1.1) Plancher à corps creux :

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{B.A.E.L 91})$$

Où L_{\max} la distance max (entre nus) de deux poutres principales.

Dans notre projet : $L_{\max} = 4,45 - 0,30 = 415\text{cm}$ ce qui donne : $h_t \geq 18,44 \text{ cm}$.

Donc on opte : $h_t = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$

Où 16cm est la hauteur du corps creux et 4cm la hauteur de la dalle de compression.

- **Disposition des poutrelles :**

Il y a deux critères qui conditionnent le choix de sens de disposition qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre projet nous disposons nos poutrelles comme le montre la figure suivante :

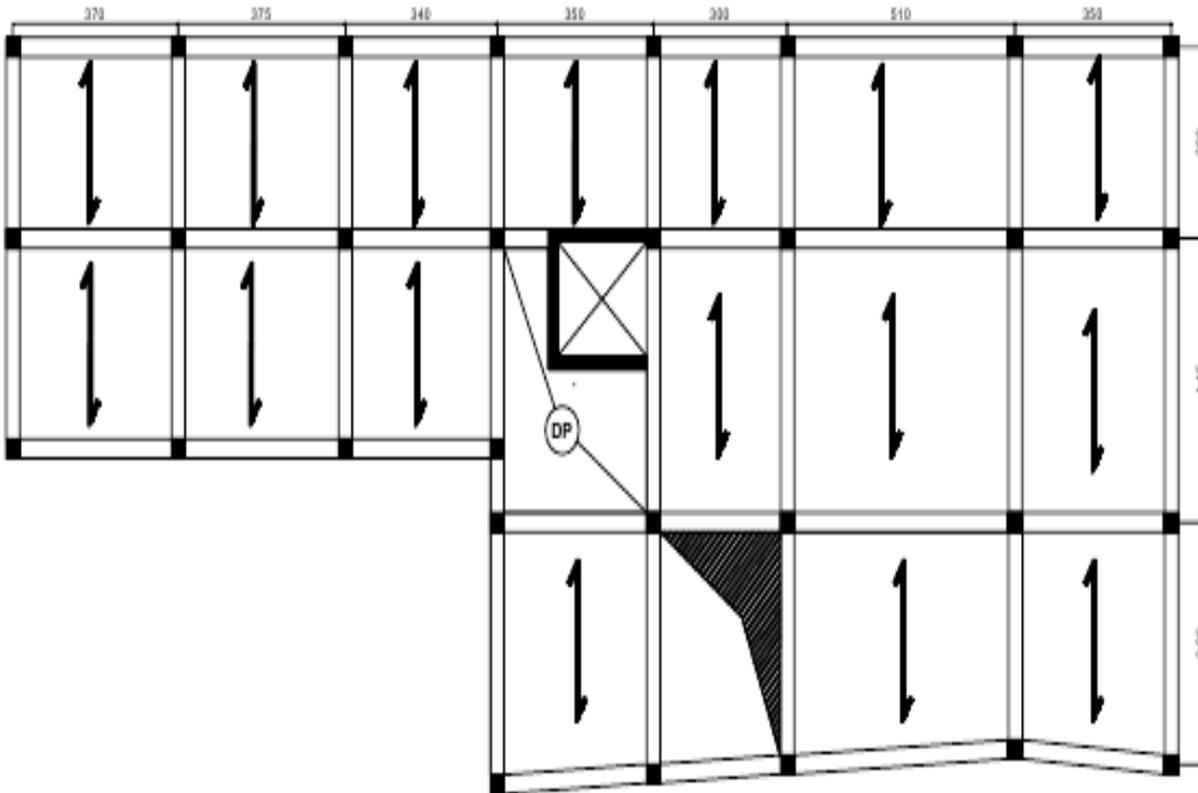


Fig.2.1: schéma de disposition des poutrelles

2. A.1.2) Plancher à dalle pleine :

Le pré dimensionnement des dalles se fait en se basant sur les critères suivants :

1. Critère de résistance :

- $Lx/35 \leq e \leq Lx/30$ pour une dalle sur quatre appuis et $\rho \leq 0,4$.
- $e \geq Lx/20$ pour une dalle sur un ou deux appuis parallèle.
- $Lx/45 \leq e \leq Lx/40$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho > 0,4$

2. Résistance au feu :

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Dans notre projet :

Pré dimensionnement des éléments

1er) Au niveau de la cage d'ascenseur :

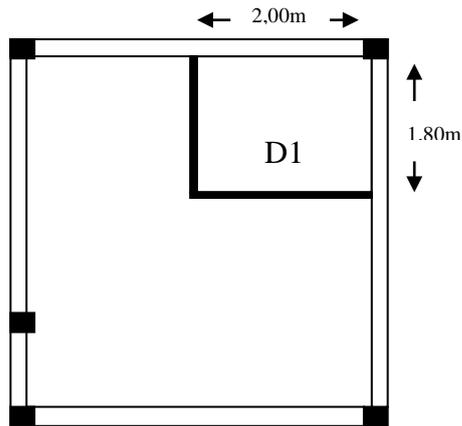


FIG. 2.2 – Identification de la dalle au niveau de l'ascenseur.

TAB. 2.1 – dimensions de la dalle D1

	Lx(m)	Ly(m)	e(cm)
D1	1,8	2,00	12

2^{ème}) Au niveau du panneau entourant la cage d'ascenseur :

C'est une dalle sur quatre appuis dont on retranche le nombre de barre au niveau de la trémie.

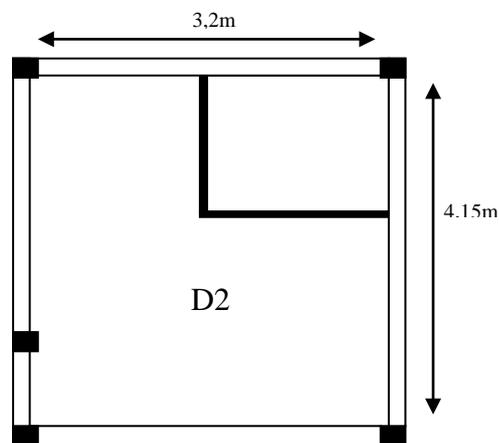


FIG. 2.3 – Identification de la dalle au niveau du panneau entourant la cage d'ascenseur.

On voit bien que les dimensions du panneau sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. L'épaisseur optée pour l'ensemble des dalles pleines et balcons est de **12cm**.

Pré dimensionnement des éléments

2. A.2) Escaliers :

- **Description :**

Un escalier est défini par les paramètres suivants :

- 1 / Palier.
- 2 / Paillasse.
- 3 / Contre marche.
- 4 / Giron.
- 5 / Emmarchement.
- 6 / Epaisseur e.

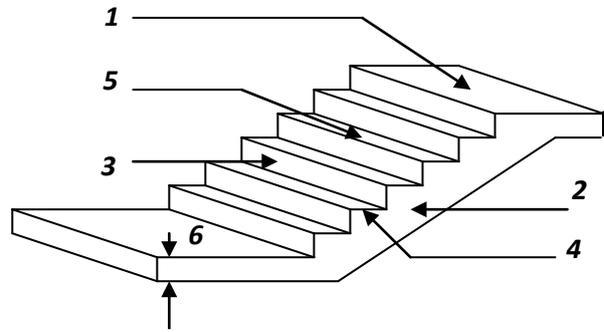


Fig.2.4: Composantes d'un escalier

- **Pré dimensionnement :**

- ✓ **Escalier type 01 (RDC) :**

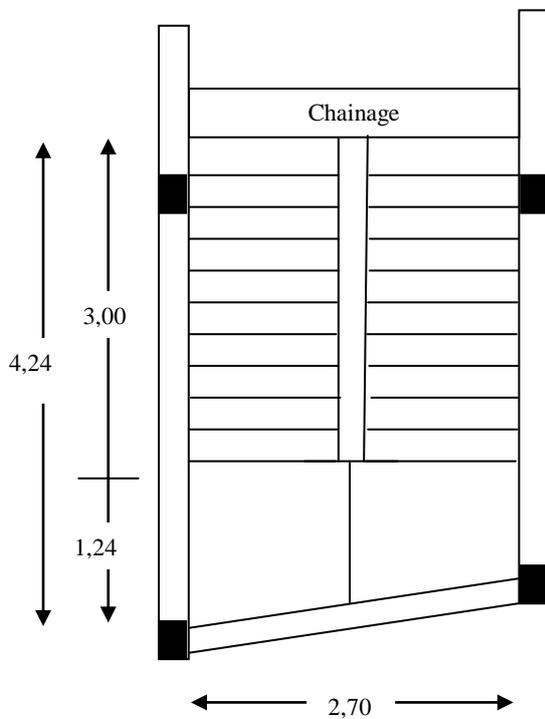


Fig.2.5: vue en plan de l'escalier type 1

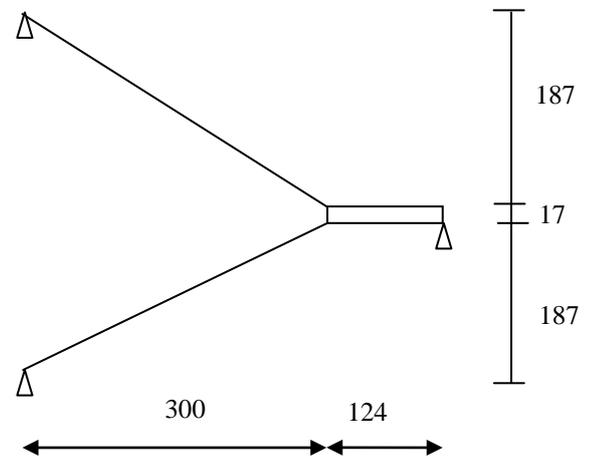


Fig.2.6: Coupe de l'escalier type 1

Pré dimensionnement des éléments

- Hauteur et largeur des marches :

Hauteur d'étage : $H = 3.91 \text{ m}$

On a: $14 < h < 18 \text{ cm}$. Pour le confort architectural, on adopte $h = 17 \text{ cm}$

- Le nombre des contre marches $n_c = H/h = 23$
- La dimension du giron à partir de la formule de BLONDEL

On a: $59 < 2h + g < 64 \Rightarrow 26 < g < 31 \Rightarrow$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

Pour $h = 17 \text{ cm}$: on aura $n = n_c - 1 = 23 - 1 = 22$ marches entre les 3 volées.

Donc on adopte : 10 marches dans la 1ère et la 3ème volée et une seule marche dans la 2ème volée.

$$\Rightarrow L = g * n = 0,3 * 10 = 3,00 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse :

(Volée 1 et 3 sont identique) :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}(\alpha) = 1.87 / 3.00 \Rightarrow \alpha = 31.93^\circ$$

La longueur de la paillasse est : $1.87 / \sin \alpha \Rightarrow l = 3.53 \text{ m}$

\Rightarrow L'épaisseur de la paillasse est déterminée par la condition : $L/30 < e < L/20$

Tel que : $L = 3,53 + 1,24 = 4,77 \text{ m}$ [Longueur (entre nus) de la volée entre deux appuis]

$$\Rightarrow 15,9 < e < 23,85 \text{ cm}$$

On prend comme épaisseur: $e = 18 \text{ cm}$

(Volée 2) :

La volée 2 ne comporte qu'une seule marche ; sa hauteur $h = 17 \text{ cm}$; sa paillasse aura la même épaisseur que les autres volées $e = 18 \text{ cm}$.

✓ Escalier type 02 (étage courant) :

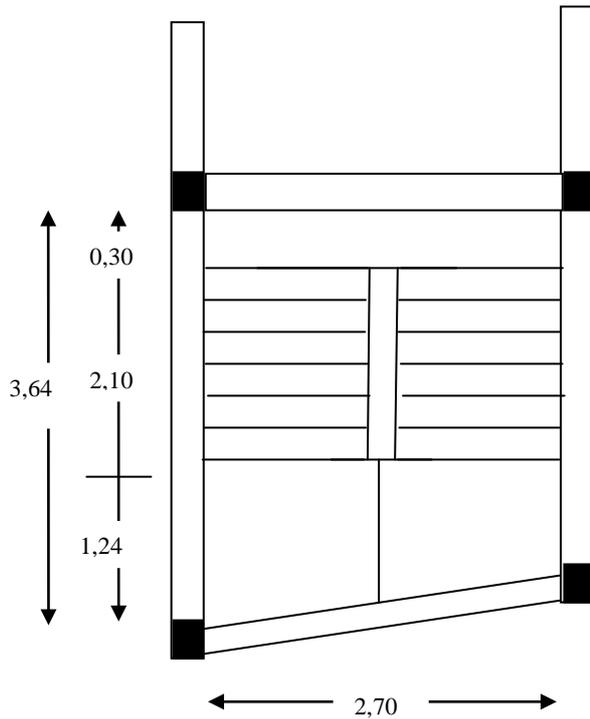


Fig.2.7: vue en plan de l'escalier type 2

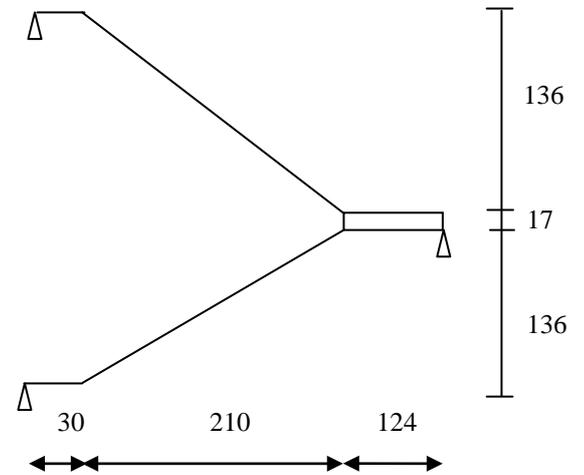


Fig.2.8: Coupe de l'escalier type 2

D'une manière similaire on a :

$h=17\text{cm}$

$g=30\text{cm}$

$e=16\text{cm}$

2. A.3) Acrotère:

Les dimensions de l'acrotère sont représentées sur la figure II.9

- Charges de l'acrotère

- Surface de l'acrotère est :

$$S_{ac} = S_1 + S_2 + S_3 = (60 \cdot 10) + (7 \cdot 5) + 0,5 \cdot (5 \cdot 3)$$

$$S_{ac} = 642,5 \text{ cm}^2 = 0,06425 \text{ m}^2$$

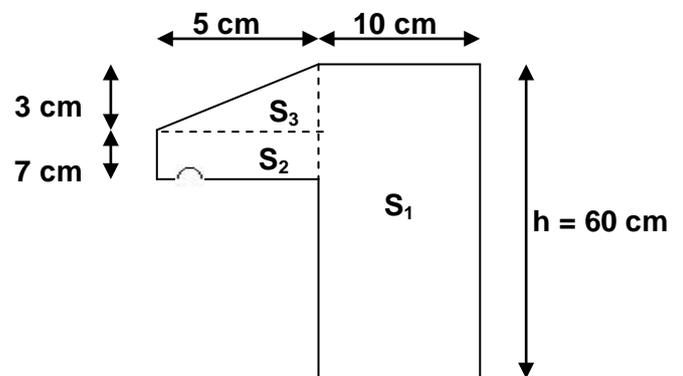


Fig.2.9 :Schéma de l'acrotère

Pré dimensionnement des éléments

- Le poids propre de l'acrotère par (ml) est :

$$G_{ac} = 0.06425 * 25 * 1 = 1.60 \text{ KN/ml}$$

- Enduit de ciment :

$$G = \rho * e * 1 = 20 * 0.015 * 1,328 = 0.4 \text{ KN / ml}$$

$$\square G_t = 2.00 \text{ KN / ml}$$

2. B) Pré dimensionnement des éléments principaux :

2. B.1) Les Poutres :

La hauteur des poutres est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec : L_{max} Est la longueur maximale entre nus d'appuis.

2.B.1.1) Poutres principales :

$$L_{max} = 5,10 - 0,30 = 4,80 \text{ m}$$

$$\frac{480}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 48 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} h_{pp} = 40 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad \text{Où } b : \text{ largeur de la poutre}$$

2. B.1.2) Poutres secondaires :

$$L_{max} = 4,45 - 0,30 = 4,15 \text{ m.}$$

$$\frac{415}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{415}{10} \square 27,66 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 41,5 \text{ cm}$$
$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} h_{ps} = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Pré dimensionnement des éléments

- **Vérification des règles du RPA :**

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA99 qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les conditions du RPA99 sont vérifiées, donc on adopte une section de : **30 * 40** pour les poutres principales et **30*35** pour les poutres secondaires.

2. B.3) Les voiles :

Les voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /version 2003 suivantes :

-l'épaisseur minimale ($e_{min}=15cm$) .

-A partir de la hauteur libre de l'étage « h_e » et les conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

- Voile sans about $e > \frac{h_e}{20}$
- Voile avec deux abouts rigides $e > \frac{h_e}{25}$
- Voile avec un seul about rigide $e > \frac{h_e}{22}$

Dans notre cas :

RDC: $h_e=3,91-0,2=3,71m \Rightarrow e > 371/20 = 18.55cm \Rightarrow e = 20cm$

Etage courant : $h_e=2,89-0,2=2,69m \Rightarrow e > \frac{269}{20} = 13.45cm \Rightarrow e = 15cm$

Voiles de la cage d'ascenseur :

Comme ce voile n'intervient pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera prise forfaitairement $e= 15cm$

2.B.4) Poteaux :

- **Pré dimensionnement :**

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

Pré dimensionnement des éléments

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- R.D.C, 1^{er} étage : (b,h) = (40,50) cm².
- 2^{ième}, 3^{ième} étage: (b,h) = (40, 45) cm².
- 4^{ième}, 5^{ième} étage: (b,h) = (35,45) cm².
- 6^{ième}, 7^{ième} étage: (b,h) = (35,40) cm².
- 8^{ième} étage: (b,h) = (30,40) cm².

2.C) Descente de charge :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement. La descente de charges va se faire pour les poteaux P₁ et P₂ car ce sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables (figure 2.10).

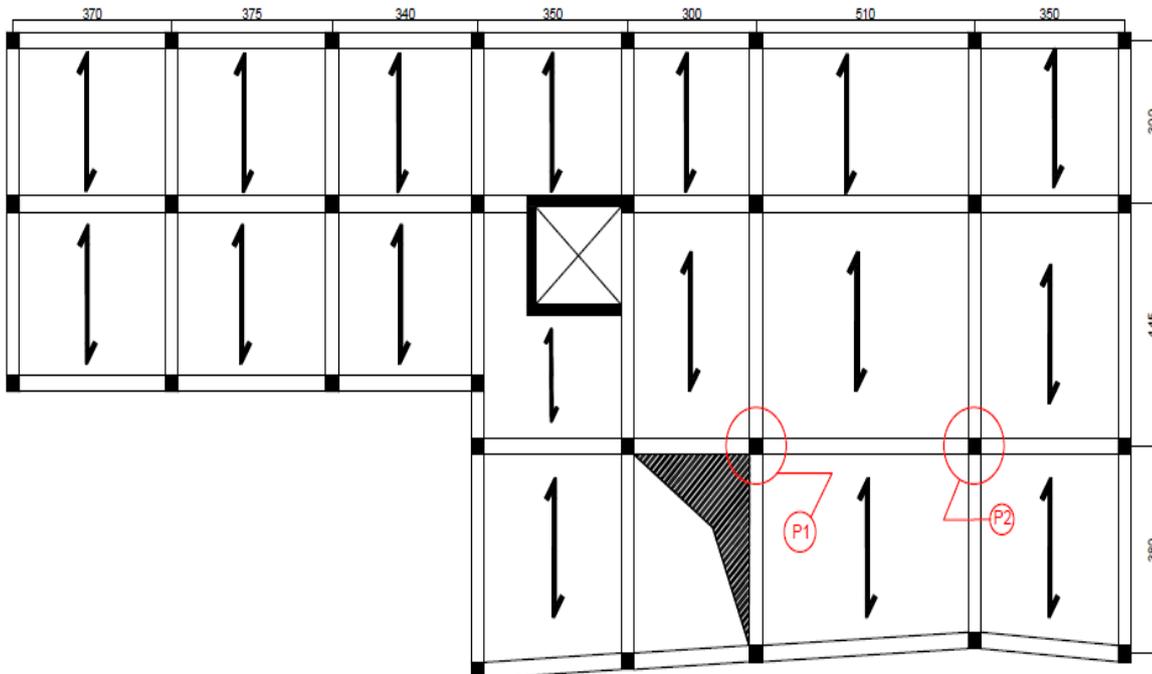


Fig.2.10: Plan de repérage des poteaux dans la descente de charge

Pré dimensionnement des éléments

2.C.1) Evaluation des charges :

- **Evaluation des charges sur les planchers:**

Plancher	désignation	Epaisseur e (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Protection en gravillon roulé	0,04	20	0,8	1
	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12	
	Isolation thermique	0,015	18	0,27	
	Forme de pente en béton	0,1	22	2,2	
	Plancher en corps creux	0,2	/	2,85	
	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2	
Total	/	/	/	6,44	1
Plancher Courant	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	1,5
	Mortier de pose	0.02	20	0.40	
	Lit de sable	0.03	18	0.54	
	Dalle de corps creux	0.2	/	2,85	
	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
	Cloisons de distribution	0.10	10	1	
Total	/	/	/	5,43	1,5

- **Evaluations des charges sur les murs:**

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.015	20	0.3
2	Brique creuse	0.1	9	0,9
3	Ame d'air	0.1	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				Σ = 2.3

Pré dimensionnement des éléments

- Evaluations des charges sur les balcons:

N°	Description	Epaisseur (m)	Densité (KN/m3)	Poids "G" (KN/m2)
1	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
2	Mortier de pose	0.020	20	0.40
3	Lit de sable	0.03	18	0.54
4	Dalle pleine	0.12	25	3.00
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 4,58$

- Evaluation des charges sur les escaliers:

1- Charges des volées :

Type	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m3)	Poids "G" (KN/m2)
RDC	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
	Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/G	22	0.249
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
	Mortier de pose vertical	0.02*h/G	20	0.226
	Marches	h/2	23	1.955
	Paillasse	0.18/cos α	25	5,3
	Sable de pose	0,03	18	0,54
	Garde corps	/	/	0,1
	Enduit en plâtre	0.02/cos α	10	0.238
Total	/	/	/	9.44
Etage courant	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
	Revêtement en carrelage vertical	0.02*h/G	22	0.249
	Mortier de pose horizontal	0.02	20	0.40
	Mortier de pose vertical	0.02*h/G	20	0.226
	Marches	h/2	23	1.955
	Paillasse	0.16/cos α	25	4,76
	Sable de pose	0,03	18	0,54
	Garde corps	/	/	0,1
	Enduit en plâtre	0.02/cos α	10	0.19
Total	/	/	/	8.90

Pré dimensionnement des éléments

2-Charge du palier :

Type	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
RDC	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
	Mortier de pose	0.02	20	0.40
	Lit de sable	0.02	18	0.36
	Dalle pleine	0.18	25	4.5
	Enduit en plâtre	0.02	10	0.238
Total		/	/	5.90
Etage courant	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
	Mortier de pose	0.02	20	0.40
	Lit de sable	0.02	18	0.36
	Dalle pleine	0.18	25	4
	Enduit en plâtre	0.02	10	0.238
Total		/	/	5.40

A) Poteau « P1 » au niveau de la cage d'escalier :

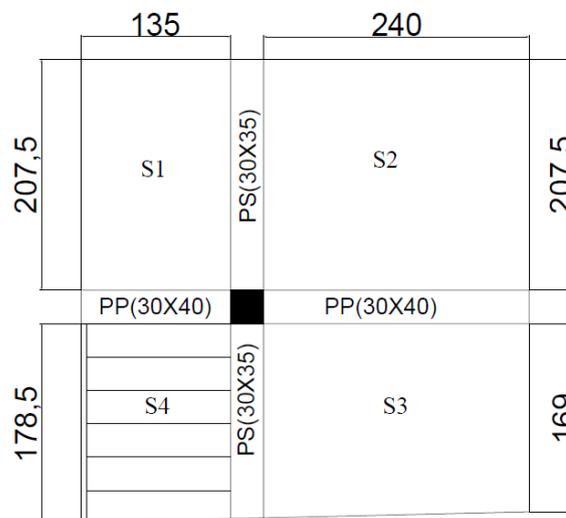


Fig.2.11:Poteau « P1 » de la descente de charges.

$$S1=1,35 \times 2,075=2,80\text{m}^2$$

$$S2=2,4 \times 2,075=4,98\text{m}^2$$

$$S3=1,69 \times 2,4=4,128\text{m}^2$$

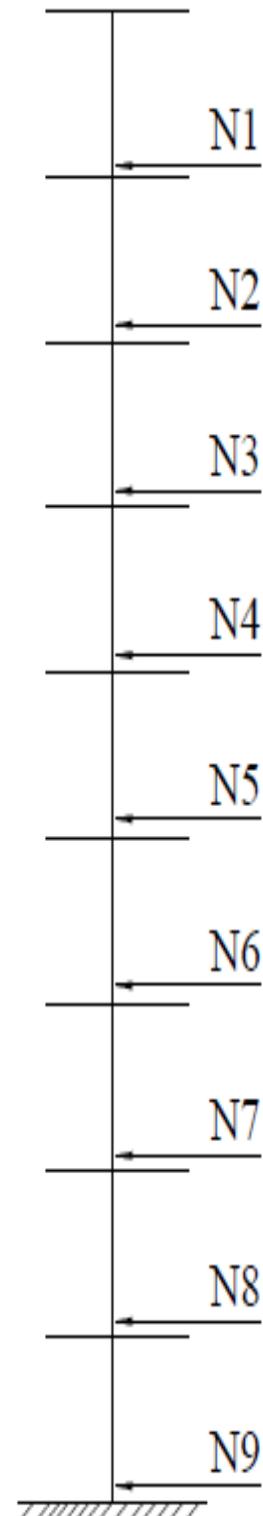
$$S4=1,785 \times 1,35=2,386\text{m}^2$$

$$S_{\text{poutres}}=2,2725\text{m}^2$$

Pré dimensionnement des éléments

Les résultants des différents efforts sont représentés ci-dessous :

Niveau	NG(KN)	NQ(KN)
N1	T.inaccessible: 58,65 Poutres: 17,24 Poteau: 8,67 Acrotère: 8,25	=Q0.(S2+S3+Spoutres) = 1x10,975 =10,975
N2	T.inaccessible: 33,397 Plancher C.C: 49,456 Poutres: 21,29 Poteau: 10,115 Murs: 40,415	=Q0+Q1 =10,975+(1x5,591+1,5x9,828) =31,308
N3	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 10,115 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	=Q0+0,95(Q1+Q2) =10,975+0,95(20,33+1,5x13,03 +2,5x2,842) =55,608
N4	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 11,38 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3) =10,975+0,9(20,33+26,65x2) =77,244
N5	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 11,38 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	96,215
N6	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 13 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	112,521
N7	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 13 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	126,162
N8	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 14,45 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	138,94
N9	Plancher C.C: 64,66 Poutres: 21,29 Poteau: 19,55 Murs: 43,363 Escalier: 22,345	153,103



Soit $N_u = 1, 35NG + 1,5NQ = 2122,31 \text{ KN}$

Le CBA préconise de majorer N_u de 10% $\Rightarrow P_u = 1,1N_u = 2334,542 \text{ KN}$

B) Poteau « P2 »:



Fig.2.12 : Poteau « P2 » de la descente de charges.

Après calcul, on trouve les résultats suivants :

$$N_G = 1164,583 \text{ Kn}$$

$$N_Q = 156,629 \text{ Kn}$$

$$N_u = 1807,13 \text{ Kn} \Rightarrow 1,1 * N_u = 1987,843 \text{ Kn}$$

Les calculs montrent que le poteau P1 est le plus sollicité sous charges verticales.

$$P_u = 1,1 * N_u = 2334,542 \text{ Kn}$$

2.C.2) Vérifications :

Pour $P_u = 2334,542 \text{ Kn}$, il faut vérifier les conditions suivantes :

1. Compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 * f_c * 28}{\theta * \gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

Avec : $\theta = 1$ pour une durée d'application de la charge supérieur à 24h, c'est le cas courant.

Et $\gamma_b = 1,5$ pour la situation courante.

Pré dimensionnement des éléments

$$B \geq \frac{P_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \quad \square \quad B \geq \frac{2334,542 \times 10^3}{14.2} = 0.16m^2$$

$$B=0,4*0,5=0,2 \text{ m}^2 \Rightarrow 0,2 > 0,16 \Rightarrow \text{Vérifier.}$$

2. Vérification vis-à-vis du flambement :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$P_u \leq P_{lim} = Br \left(\frac{\alpha f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{BAEL 91 Art.8.4, 1}).$$

B_r : Aire de la section réduite du béton en retranchant 1cm sur tout le périmètre.

Le coefficient 0,9 prend en compte l'augmentation de la résistance du béton entre 28 jours et 90 jours.

Supposant que la moitié au moins des charges est appliquées à moins de 90 jours, alors α est divisé par 1.1.

Calcul de l'élanement :

Vu que le poteau est encasturé à sa base et semi articulé à son sommet donc :

$$l_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.91 = 2.737m \quad (\text{BAEL 91 Art. E.7.3, 23}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.50^2}{12}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.737}{0.144} = 19.006 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.006}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$\text{Soit } \frac{A_s}{B_r} \geq 0.8\% \quad \text{on prend } \frac{A_s}{B_r} = 1\%$$

A partir de l'équation citée précédemment, on trouve B_r :

Pré dimensionnement des éléments

$$B_r \geq \frac{P_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right)}$$

AN :

$$B_r \geq 2334.542 * 10^{-3} / [0,80 * \left(\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15} \right)] = 0.132m^2$$

$$\text{Or : } B_r = (0.5 - 0.02) * (0.4 - 0.02) = 0.1824m^2 > 0.132m^2$$

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

3. Règles du R.P.A 99 /V2003 :

Selon l'article 7.4.1 des règles RPA, les dimensions de la section transversale du poteau, doivent satisfaire les conditions suivantes dans la zone **II-a**:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(30,40) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \min(30,40) = 30\text{cm} \geq \frac{371}{20} = 18.55 \\ 0.25 \leq \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \\ \text{condition vérifiée} \end{array}$$

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : $30 \times 40\text{cm}^2$.
- Poutres secondaires : $30 \times 35\text{cm}^2$.
- Poteaux du RDC, étage1: $40 \times 50\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 2 et 3 : $40 \times 45\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 4 et 5 : $40 \times 40\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 6 et 7 : $35 \times 40\text{cm}^2$.
- Poteaux des étages 8 : $30 \times 40\text{cm}^2$.

CHAPITRE 3

3.1 Calcul des planchers :

3.1.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme étant des sections en T et posées sur plusieurs appuis.

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$b_0 = 8-14 \text{ cm}$$

(Généralement $b_0 = 10 \text{ cm}$).

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right] \quad \text{Où :}$$

L_x : Est la distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : longueur (entre nus) minimale d'une travée de l'élément calculé.

Dans notre projet, on a : $L_x = 55 \text{ cm}$ et $L_y = 175 \text{ cm}$

$$\text{Donc on aura : } \left(\frac{b - 10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{175}{10} \right) = \min(27,5; 17,5)$$

A la limite :

$$\boxed{b = 45 \text{ cm}}$$

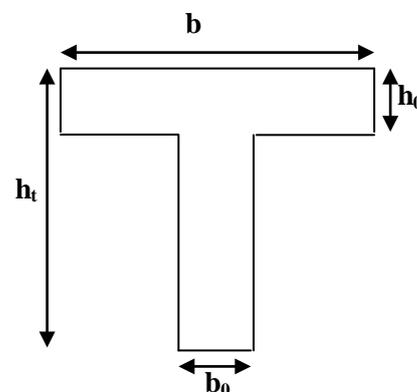


Fig.3.1:Schéma de la poutrelle

1) Méthode de calcul des sollicitations :

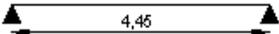
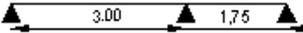
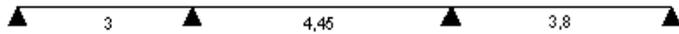
Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire. (Annexe E.1 du BAEL 91)
- Méthode de Caquot. (BAEL91art B.6.210)

2) Les différents types de poutrelles :

Etude des éléments secondaires

Tab.3.1 : Différents types de poutrelles dans les planchers.

TYPE 1	
TYPE 2	
TYPE 3	
TYPE 4	

3) Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Tab.3.2.Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	q _u =(1.35G+1.5Q)*l ₀ (KN/ml)	q _s =(G+Q)*l ₀ (KN/ml)
Etage courant	5.43	1.5	0.65	6.23	4.50
Terrasse inaccessible	6.44	1	0.65	6.62	4.83

Avec :

l₀ : Entraxe des poutrelles.

4) Exemple illustratif :

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 2 du plancher courant) et un autre exemple pour illustrer la méthode de Caquot (le type 4 du plancher courant).

Les résultats des autres types seront résumés dans un tableau.

- **Etude de la poutrelle type 2 :**

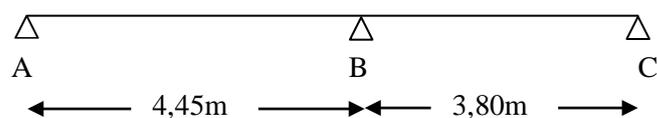


Fig.3.2 : Schéma statique de la poutrelle type 2

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1. Plancher à surcharge modéré : $Q=1,5\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/ m}^2$.
2. $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,5}{3,8} = 1,17 \in [0,8 ; 1,25]$.
3. $I=C^{\text{st}}$ (même corps creux).
4. FPN (car elles ne sont pas exposées aux intempéries).

⇒ La méthode forfaitaire est applicable.

Calcul des sollicitations :

$$q_u=6,23\text{KN/ml} \quad ; \quad q_s=4,5\text{KN/ml}$$

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$\text{Travée AB: } M_{0,u}=15,42\text{KN.m}$$

$$M_{0,s}=11,13\text{KN.m}$$

$$\text{Travée BC: } M_{0,u}=11,24\text{KN.m}$$

$$M_{0,s}=8,122\text{KN.m}$$

- Calcul des moments aux appuis :

– Appuis de rive :

$M_A=M_C=0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

$$\Rightarrow M_A = M_C = -0,15 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$M_{A,u}=M_{C,u}=-2,31\text{KN.m}$$

$$M_{A,s}=M_{C,s}= -1,71\text{KN.m}$$

– Appui intermédiaire :

$$M_B = -0,6 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,6M_0^{AB}$$

$$M_{B,u} = -9,248 \text{ KN.m}$$

$$M_{B,s} = -6,691 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées :

Travée AB (rive):

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,216$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,064 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,264 \end{cases}$$

$$- M_{t,AB}^1 + \frac{|M_A + M_B|}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M_{t,AB}^1 \geq 0,764 M_0^{AB}$$

$$- M_{t,AB}^2 \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{AB}$$

$$\Rightarrow M_{t,AB}^2 \geq 0,632 M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB} = \max(M_{t,AB}^1; M_{t,AB}^2) = 0,764 M_0^{AB}$$

$$M_{t,AB}^u = 11,789 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,AB}^s = 8,528 \text{ KN.m}$$

Travée BC (rive):

$$- M_{t,BC}^1 + \frac{|M_B + M_C|}{2} \geq \max(1,05; 1 + 0,3\alpha) M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC}^1 \geq 1,064 M_0^{BC} - 0,3 M_0^{AB}$$

$$- M_{t,BC}^2 \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^{BC}$$

$$\Rightarrow M_{t,BC}^2 \geq 0,632 M_0^{BC}$$

$$M_{t,BC} = \max(M_{t,BC}^1; M_{t,BC}^2) = 1,064 M_0^{BC} - 0,3 M_0^{AB}$$

$$M_{t,BC}^u = 7,33 \text{ KN.m}$$

$$M_{t,BC}^s = 5,30 \text{ KN.m}$$

- Evaluation des efforts tranchants :

Travée AB :

$$V_A = \frac{q \cdot l_1}{2} = 13,86 \text{KN}$$

$$V_B = -1,15V_A = -15,933 \text{KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,15 \frac{q \cdot l_2}{2} = 13,61 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q \cdot l_2}{2} = -11,83 \text{KN}$$

- **Etude de la poutrelle type 4 :**

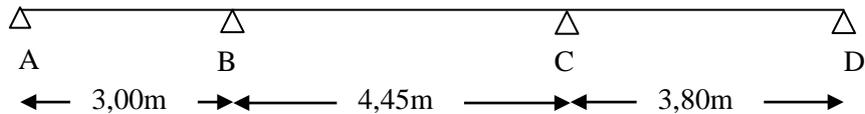


Fig.3.3 : Schéma statique de la poutrelle type 4

Dans ce type de poutrelle, on voit que :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3}{4,5} = 0,67 \notin [0,8 ; 1,25]$$

⇒ On applique la méthode de Caquot minorée. On minore G de 2/3 pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à G pour le calcul des moments en travées.

Calcul des sollicitations :

$$G' = 2/3G = 2/3 \times 5,43 = 3,62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35G' + 1,5Q) \cdot l_0 = 4,639 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_s = (G' + Q) \cdot l_0 = 3,328 \text{ KN/m}$$

- Calcul des moments isostatiques:

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$$

$$A L'ELU: \begin{cases} M_0^{AB} = 5,21 \text{KN.m} \\ M_0^{BC} = 11,48 \text{KN.m} \\ M_0^{CD} = 8,47 \text{KN.m} \end{cases} ; \quad A L'ELS: \begin{cases} M_0^{AB} = 3,74 \text{KN.m} \\ M_0^{BC} = 8,23 \text{KN.m} \\ M_0^{CD} = 6,007 \text{KN.m} \end{cases}$$

- Calcul des moments aux appuis :

- Appuis de rive :

$M_A = M_D = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0,15M_0$)

A L'ELU: $M_A = M_D = -1,27 \text{KN.m}$

A L'ELS: $M_A = M_D = -0,90 \text{KN.m}$

- Appuis intermédiaires :

$$M_B = -\frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8,5(l'_g + l'_d)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ l'_g = l_g = 3,00 \text{mT. rive} \\ l'_d = 0,8 l_d = 3,56 \text{mT. inter} \end{cases}$$

A L'ELU: $M_B = -6,00 \text{KN.m}$

A L'ELS: $M_B = -4,304 \text{KN.m}$

Même chose pour l'appui C ; on obtient:

A L'ELU: $M_C = -7,415 \text{KN.m}$

A L'ELS: $M_C = -5,319 \text{KN.m}$

- Calcul des moments en travées :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \cdot \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i}$$

– Travée AB :

A L'ELU: $M_t=4,327\text{KN.m}$

A L'ELS: $M_t=3,45\text{KN.m}$

– Travée BC :

A L'ELU: $M_t=8,714\text{KN.m}$

A L'ELS: $M_t=6,346\text{KN.m}$

– Travée CD :

A L'ELU: $M_t=7,838\text{KN.m}$

A L'ELS: $M_t=5,689\text{KN.m}$

• Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \pm \frac{q_u \cdot l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

– Travée AB :

$V_A=7,345\text{KN}$

$V_B=-11,345\text{KN}$

– Travée BC :

$V_B=13,543\text{KN}$

$V_C=-14,179\text{KN}$

– Travée CD :

$V_C=13,788\text{KN}$

$V_D=-9,88\text{KN}$

Les résultats des autres types de poutrelles des plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans le tableau 3.3 ci-dessous :

Etude des éléments secondaires

Tab.3.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

Etage courant							
Types de pils	ELU			ELS			Effort tranchant
	Mt (kn.m)	Ma.int (kn.m)	Ma.r (kn.m)	Mt (kn.m)	Ma.int (kn.m)	Ma.r (kn.m)	
1	15.414	/	2.31	11.151	/	1.71	13.855
2	11.789	9.248	2.31	8.528	6.691	1.71	15.933
3	5.27	3.718	0.78	3.822	2.667	0.56	10.58
4	8,714	7,415	1,27	6,346	5,319	0,90	14,179
Terrasse inaccessible							
2	12.301	9.841	2.46	8.978	7.183	1.836	16.954
3	5.675	3.801	0.8	4.141	2.758	0.58	11.206
4	9.553	7.579	0.8	7.001	5.5	0.58	15.068

5) Ferrailage :

Toutes les poutrelles vont être ferrillées avec les sollicitations maximales suivantes :

$$M_t = 15,414 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.int} = -9,841 \text{ KN.m}$$

$$M_{a.r} = -2,46 \text{ KN.m}$$

$$V = 16,954 \text{ KN}$$

Ferrailage longitudinal:

a) en travées :

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 * 0.45 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.0408 \text{ MN.m}$$

$$M_t = 15,414 \cdot 10^{-3} \text{ MN.m} \leq M_{tu}$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,0745 \\ \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0970 \\ Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,173\text{m} \\ A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = 2,56\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

b) En appuis :

Le calcul à la flexion simple conduit à une section d'acier :

$$A_a = 1,790 \text{ cm}^2$$

De même, la section à mettre en appui de rive :

$$A_{a,r} = 0,40 \text{ cm}^2$$

6) Vérification :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

-En travées : $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 0,45 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{\text{cal}}$

-En appuis : $A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_{\text{cal}}$

On va adopter le ferrailage suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}8 = 2,76 \text{ cm}^2 \text{ en travée} \\ A_a^{\text{int}} = 1\text{HA}10 \text{ (filante)} + 1\text{HA}12 \text{ (chapeau)} = 1,92 \text{ cm}^2 \quad \text{en appui intermédiaire} \\ A_a^{\text{riv}} = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2 \text{ en appui de rive} \end{array} \right.$$

- **vérification de la contrainte de cisaillement :**

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{16,954 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,941\text{MPa} \quad \square \quad \tau_u = 0,941 \leq \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa}.$$

Pas de risque de cisaillement.

- **Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b/10)$$

BAEL91 (Article H.III.3)

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(8; 20/35; 10/10) = 0.571 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisit un étrier $\Phi_t 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$.

- **Espacement :**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.20\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 0.58\text{m} \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : $St = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

- **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$$a \leq \min(0.9 \cdot d; (\text{la largeur de l'appui} - 4\text{cm})) = 0.162 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 16.954 \text{ kN} \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 = 108.135 \text{ kN} \quad \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

- **Appuis de rive :**

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 16.954 \times 10^3}{400} = 0.48 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2.76 + 0.79 = 3.55 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400 \times 10^3} \left(16.954 - \frac{9.841}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.259 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 < 0$$

\Rightarrow Pas de vérification à faire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effort du moment.

– **Vérification de la jonction table-nervure :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.175\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{16.954 \times 10^{-3} \times 0.175}{0.9 \times 0.18 \times 0.04 \times 0.45} = 1.01\text{MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma} f_{c28}; 4\text{MPa}\right) = 3.33\text{MPa. Condition vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement à la jonction table-nervure.

– **Vérification de l'adhérence :**

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \text{ tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$V_u = 16.954\text{KN}$$

$$\sum U_i = \pi \times (2 \times \emptyset 12 + 1 \times \emptyset 10 + 1 \times \emptyset 8) = 131.88\text{mm}$$

$$\tau_{su} = \frac{16.954 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 131.88 \times 10^{-3}} = 0.793\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes:**

En travée:

• **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{45 \times 4^2}{2} - 15 \times 1.58(18 - 4) = -219,6\text{cm}^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; d'où le calcul d'une section en T.

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + [15A + (b - b_0)h_0] y - 15Ad - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.0426 \text{ m}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 8.97 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

- **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{11.151 \times 10^{-3} \times 0.0426}{8.97 \times 10^{-5}} = 5.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

En appuis :

$M_{a \text{ max inter}} = -7.183 \text{ KN.m} < 0 \Rightarrow$ Le calcul se fait pour une section ($b_0 * h$)

$$\Rightarrow y = 0.0770 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow I = 4.577 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 12.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.08 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Etat limite de déformation :**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (type 1) car elle est isostatique et d'une travée de 4,45m. Si sa flèche vérifié, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left(\frac{L}{16}; \frac{M_t L}{10 M_0} \right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ A_s \leq \frac{3.6 b_0 d}{f_e} \end{array} \right.$$

Pour notre cas on a : $h=20 \text{ cm}$, $l=4.45 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = 0.045 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui}$$

est conduit selon la méthode exposée à l'article **B.6.5, 2 des règles BAEL91.**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \bar{f}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500} \right) = \frac{445}{500} = 0.89 \text{ cm}$$

- f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.
- f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

• **Evaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0.65 \times G' = 0,65 \times 3,85 = 2,50 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons).

$q_{gser} = 0.65 \times G = 0,65 \times 5,43 = 3,53 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente qui revient à la poutrelle).

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0,65 \times (5,43 + 1,5) = 4,05 \text{ KN/ml}$ (La charge permanente et la surcharge d'exploitation).

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 6,18 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 11,13 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de ρ et λ :**

$$A_s = 2.76 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.76}{10 \times 18} = 0.0153$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = 2,56 \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_1 = 1,02 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

- **Calcul du moment d'inertie et la position de l'axe neutre I et Y:**

$$Y=4,90\text{cm}$$

$$I=8,87 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

- **Calcul des contraintes σ :**

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_j}{I} (d - y) = 102,86\text{MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_g}{I} (d - y) = 145,07\text{MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_p}{I} (d - y) = 185,15\text{MPa}$$

- **Calcul de μ :**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 0,562$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 0,665$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,726$$

- **Calcul du moment d'inertie de la section homogène par rapport à l'axe qui passe par le CDG I_0 :**

$$B_0 = b \times h + 15A_s = (45 \times 20) + (15 \times 2.76) = 941.4\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15A_s \times d \right) = 10,35\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.65 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_s (d - V_1)^2 = 32692,56\text{cm}^4$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs I_f :**

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 14684,9 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 13253 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 12529 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21328 \text{cm}^4$$

- **Calcul de E :**

$$E_i = 32164.2 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} = 0,01468 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} = 0,01325 \text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} = 0,01252 \text{cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0,02132 \text{cm}$$

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,02132 - 0,01468 + 0,01252 - 0,01325 = 0,4792 \text{cm}$$

$$\Delta f = 0.4792 \text{ cm} < f_{adm} = 0.89 \text{cm} \dots\dots\dots \text{Vérfié.}$$

Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle pleine se ferraille avec un ferrailage forfaitaire (un quadrillage) dont la section est déterminée comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

On utilise des ronds lisses de nuance $f_c = 235\text{MPa}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_c} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2/\text{ml}) \text{ Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.55 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

5TS6/ml = 1.41 cm² perpendiculaires aux poutrelles → St = 20 cm ≤ 20 cm... Vérifiée.

4TS6/ml = 1.13 cm² parallèles aux poutrelles → St = 25 cm ≤ 30 cm... Vérifiée.

Schéma de ferrailage des poutrelles et la dalle de compression:

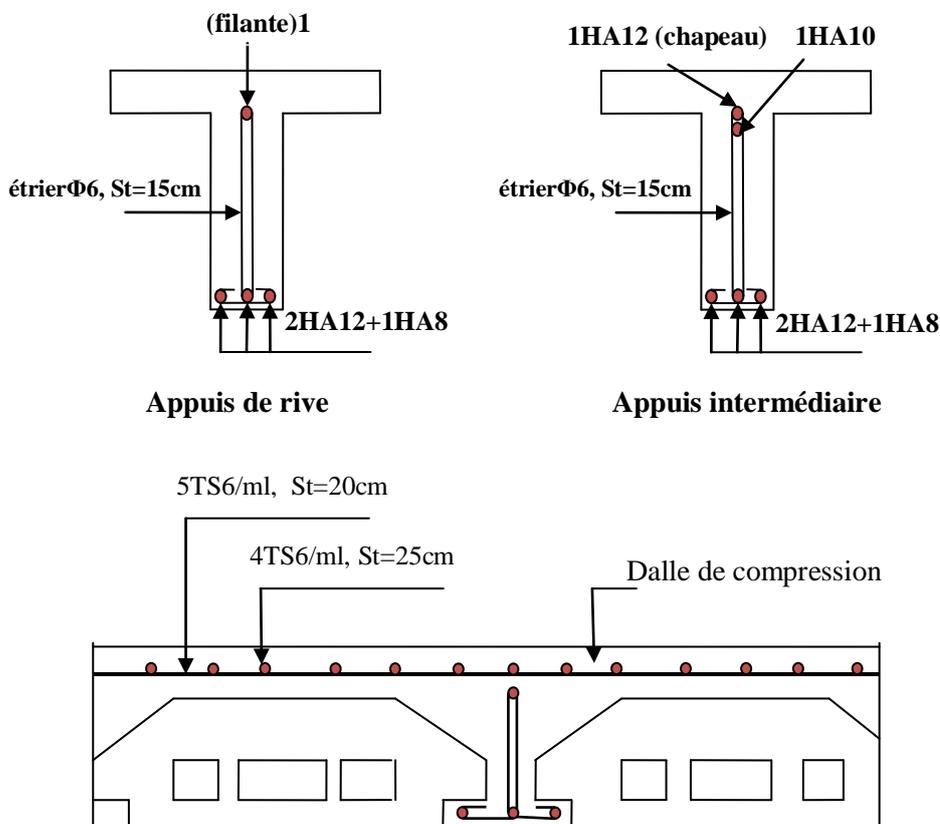


Fig.3.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression et des poutrelles.

3.2 : Etude des escaliers :

3.2.1 : Etude du 1^{er} type Escalier (RDC) :

- Etude des volées 1 et 3 :

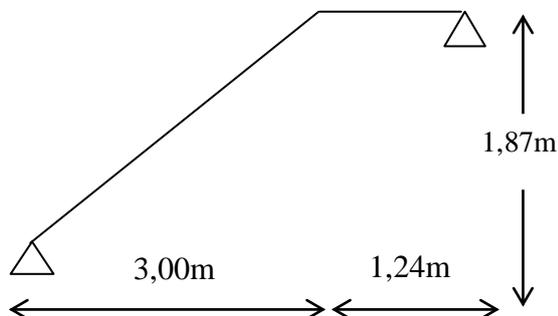


Fig.3.5: Coupe de l'escalier type

Calcul des sollicitations :

➤ A L'ELU :

Volée : $q_v = 1.35 \cdot 9.44 + 1.5 \cdot 2.5 = 16.49 \text{ KN/m}^2$

Palier : $q_p = 1.35 \cdot 5.9 + 1.5 \cdot 2.5 = 11.715 \text{ KN/m}^2$

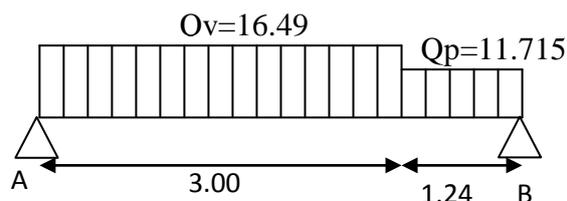


Fig.3.6: Schéma statique

❖ Par la méthode RDM on trouve:

$$R_A = 40.13 \text{ KN.}$$

$$R_B = 34.17 \text{ KN.}$$

$$M_0^{\max} = 48,82 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la volée sur les appuis, on prend :

$$M_t = 0.75M_0 = 36.615 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -24.41 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Calcul en flexion simple de la section 18 * 100

$$d = 16 \text{ cm.}$$



Fig.3.7: Section à ferrillée

Etude des éléments secondaires

TAB.3.4 : Calcul des armatures

	M(KN.m)	$\bar{\sigma}_b$	σ	Z(m)	A calculé cm ² /ml	A adopté Cm ² /ml	St (cm)
Travée	36.615	0.1007	0.1329	0.151	6.945	5HA14= 7.7	20
appui	24.41	0.067	0.0869	0.154	4.54	5HA12= 5.65	20

- **la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1,44 \text{ cm}^2$$

On a : $A > A_{min}$ condition vérifiée.

- **l'effort tranchant :**

$$V=40.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{40.13 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.16} = 0.25 \text{ MPa} < \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma \cdot b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } A_r = 7.70 / 4 = 1.92 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \\ \text{En appui : } A_r = 5.65 / 4 = 1.412 \text{ cm}^2 / \text{ml.} \end{cases}$$

Donc, on adopte : 4HA8/ml = 2.01 cm² / ml ; S_t = 25 cm.

- **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : min (3h;33cm) = (3.18;33) = 33cm > 20cm (vérifie)
- Les armatures secondaires : min (4h;33cm) = (4.18;45cm) = 45cm > 25cm (vérifie)

➤ **À L'ELS:**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

✓ Volée : $q_v = 9.44 + 2.5 = 11.94 \text{KNm.}$

✓ Palier : $q_p = 5.9 + 2.5 = 8.4 \text{KNm.}$

Les sollicitations calculées par la méthode RDM sont:

$$M_0 = 32.544 \text{KNm.}$$

$$M_{t_ser} = 0.75 M_0 = 24.40 \text{KN.m}$$

$$M_{a_ser} = 0.5 M_0 = 16.27 \text{KN.m}$$

• **En travée :**

$$A_s = 7.70 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_y - 15 A_d = 0 \Rightarrow Y = 0.0503 \text{m}$$

$$I = \frac{b Y^3}{3} + 15 A (d - Y)^2 \Rightarrow I = 1.814 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{24.40 \cdot 10^{-3}}{1.814 \cdot 10^{-4}} (0.0503) = 6.765 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa. (Vérifie)}$$

• **En appui :**

$$A_s = 5.65 \text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_y - 15 A_d = 0 \Rightarrow Y = 0.0442 \text{m}$$

$$I = \frac{b Y^3}{3} + 15 A (d - Y)^2 \Rightarrow I = 1.424 \cdot 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{16.27 \cdot 10^{-3}}{1.424 \cdot 10^{-4}} (0.0442) = 5.049 \text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa. (Vérifie)}$$

Etude des éléments secondaires

➤ **État limite de déformation :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{477} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tab3.5

TAB.3.5 : Evaluation des flèches

L (m)	As (cm ²)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)
4,24	7,7	9,89	16,94	21,72	5,03	18141,49
σj (Mpa)	σg (Mpa)	σp (Mpa)	I0 (cm ⁴)	Ifji (cm ⁴)	Ifgi (cm ⁴)	Ifpi (cm ⁴)
89,7	153,65	197	53844,72	50502,44	27029,7	22429,23
Ifgv (cm ⁴)	fji (mm)	fgi (mm)	fpi (mm)	fgv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)
40114,74	1	3,5	5,4	7	7,9	8,48

➤ **Schéma de ferrailage :**

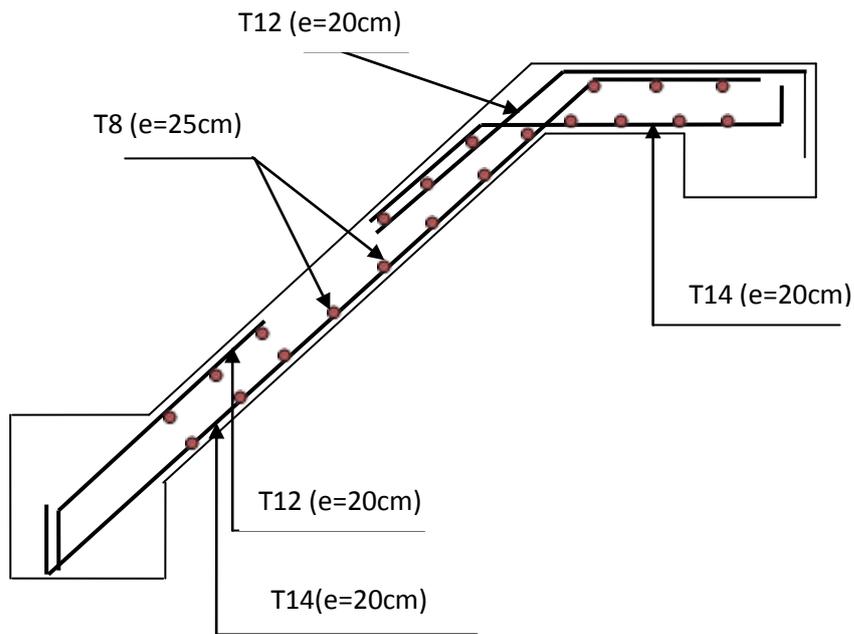


Fig .3.8 : Schémas du ferrailage de l'escalier type 1

- **Etude de la volée 2 :**

Ce type de volée est modélisé en console

On a : $G_v = 9.44 \text{ kN/m}^2$

$Q_v = 2.5 \text{ kN/m}^2$

Et $b = 1 \text{ m}$

Donc : $q_u = 1.35 \cdot 9.44 + 1.5 \cdot 2.5 = 16.5 \text{ kN/m}^2$

Et $q_u \cdot b = 16.5 \text{ kN/m}$.

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{16.5 \cdot 1.24^2}{2} = 12.68 \text{ kN.m}$$

Le ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m. On obtient :

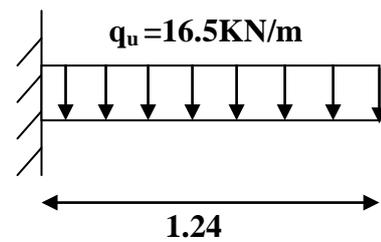


Fig.3.9 : Schéma statique de la volée (2)

Dans le sens principal:

$$A = 2.32 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$\text{Soit } A_x = 4HA10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Dans le sens secondaire :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

$$\text{Soit } A_y = 4HA8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

🚦 **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{x \min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 18 = 1.44 \text{ cm}^2 / \text{ ml.}$$

$$A_x > A_{x \min} \quad \text{c'est vérifié}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.45 \times 10^3}{1 \times 0.16} = 0.127 \text{ MPa} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa.}$$

Sachant que $V = 20.45 \text{ Kn}$ est la réaction à l'encastrement déterminée par la méthode R.D.M

Donc il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

🚦 **La vérification à l'E L S :**

$$P_s = G_v + Q_v = 9.44 + 2.5 = 11.94 \text{ kN/m.}$$

$$M_0 = \frac{11.94 * 1.24^2}{2} = 9.18 \text{ kN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ m} , \quad Y = 3.44 \text{ cm} , \quad I = 8787.11 \text{ cm}^4 , \quad \sigma_{bc} = 3.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \square \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{Lx} = \frac{18}{124} = 0.145 \text{ m}$$

$$\text{Max} \left[\frac{3}{80} = 0.0375, \frac{Mt}{20M0} = \frac{1}{20} = 0.05 \right] = 0.05$$

On a donc : $0.145 > 0.05$ c'est vérifié.

$$\text{Et on a : } \frac{As}{b*d} = \frac{3.14}{100*16} = 0.00196 < \frac{2}{400} = 0.005 \quad \text{c'est vérifié}$$

Donc il n'ya pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage :**

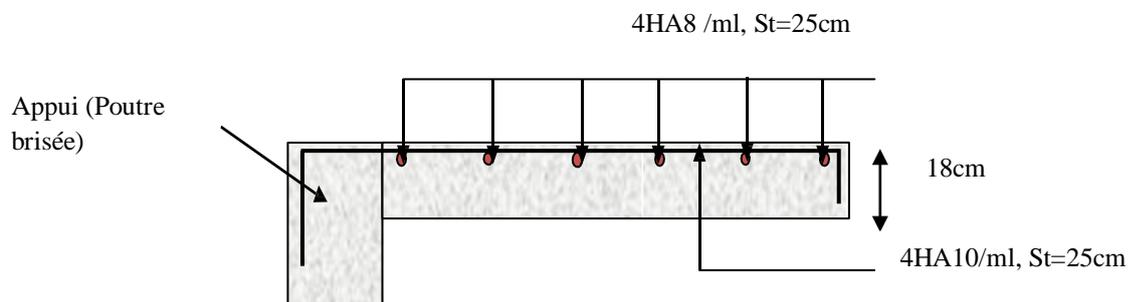


Fig.3.10 : Schéma de ferrailage de la volée 2

3.2.2 : Etude du 2^{eme} type d'escalier (Etage courant) :

- Etude des volées 4 et 6 :

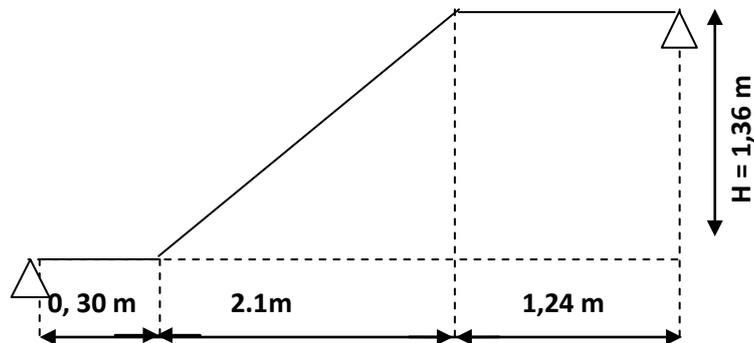


Fig.3.11 : Coupe de l'escalier type 2

- Charges et surcharges :

✓ **Palier** : $G_{\text{palier}} = 8.90 \text{KN/m}^2$

✓ **Volée** : $G_{\text{paillasse}} = 5.40 \text{KN/m}^2$

$$Q_{\text{escalier}} = 2.50 \text{KN/m}^2$$

l'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.9 + 1.5 \times 2.5 = 15.77 \text{KN/ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.4 + 1.5 \times 2.5 = 11.04 \text{KN/ml}$$

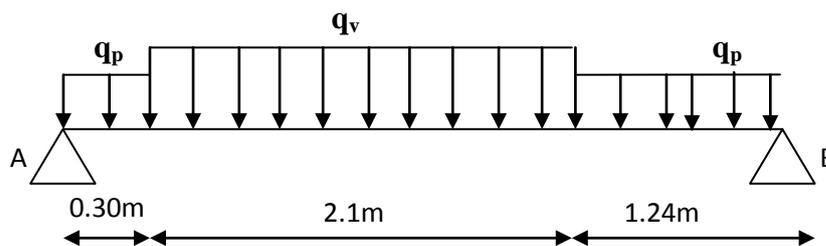


Fig.3.12: schéma statique de l'escalier type 2

- ❖ **Par la méthode RDM on trouve :**

$$R_A = 29.61 \text{KN}$$

$$R_B = 26.80 \text{KN}$$

Etude des éléments secondaires

$$M_0(1.96) = 30.268 \text{KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0,75M_0 = 22.70 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = -15.134 \text{KN.m}$$

$$V = 29.61 \text{KN}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

TAB.3.6: Calcul du ferrailage:

	M(KN.m)	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\tau}$	Z(m)	A calculé cm ² /ml	A adopté Cm ² /ml	St (cm)
Travée	22.7	0.0815	0.106	0.134	4.86	5HA12= 5.65	20
appui	15.134	0.0543	0.0699	0.136	3.195	5HA10= 3.95	20

- **la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e = 1,28 \text{cm}^2$$

On a : $A > A_{\min}$ condition vérifiée.

- **l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{29.61 * 10^3}{1 * 0.14} = 0.211 \text{MPa} < 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Les armatures de répartition:**

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow \begin{cases} \text{En travée : } A_r = 5.65 / 4 = 1.412 \text{cm}^2. \\ \text{En appui : } A_r = 3.95 / 4 = 0.987 \text{cm}^2. \end{cases}$$

Donc, on adopte : 3HA8/ml = 1.51cm² /ml ; S_t=33cm.

➤ **À L'ELS:**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que les contraintes du béton:

Etude des éléments secondaires

	Moment (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc_adm} (MPa)	Obs
En travée	16,379	0.0409	1.06x10 ⁻⁴	6.317	15	Vérifié
En appui	-10,92	0.0352	7.96x10 ⁻⁵	4.825	15	Vérifié

➤ **État limite de déformation :**

$$\frac{h}{L} = \frac{16}{404} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots \text{condition non vérifié}$$

La vérification de la flèche est indispensable.

TAB.3.7: Evaluation de la flèche.

L (m)	As (cm ²)	M _{jsr} (KN.m)	M _{gsr} (KN.m)	M _{psr} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)
3,64	5,65	6,44	11,34	14,86	4,09	10603,73
σ_j (Mpa)	σ_g (Mpa)	σ_p (Mpa)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fj} (cm ⁴)	I _{fg} (cm ⁴)	I _{fp} (cm ⁴)
90,28	158,97	208,31	37030,86	40733,94	19374,97	15084,41
I _{fgv} (cm ⁴)	f _{ji} (mm)	f _{gi} (mm)	f _{pi} (mm)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
28268,61	0,65	2,4	4	4,9	5,85	7,28

➤ **Schéma de ferrailage :**

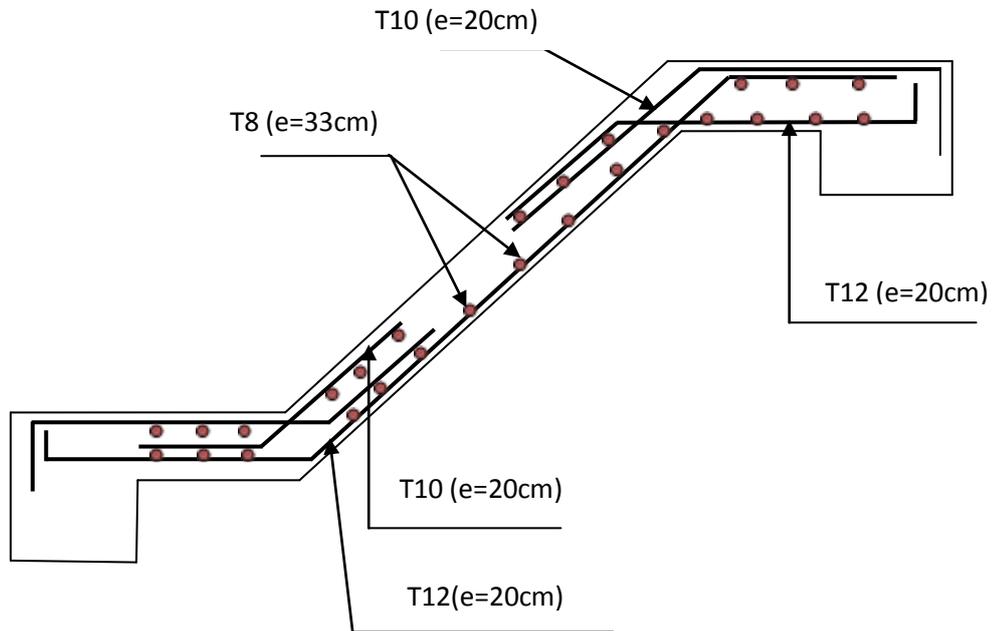


Fig .3.13 : Schéma du ferrailage de l'escalier type 2

- **Etude de la volée 5 :**

D'une manière similaire que la volée 2, nous trouvons :

$M_0=12,12\text{KN.m}$ (proche de $12,64\text{KN.m}$ de la volée 2)

⇒ La volée 5 sera ferrillée de la même manière que la volée 2.

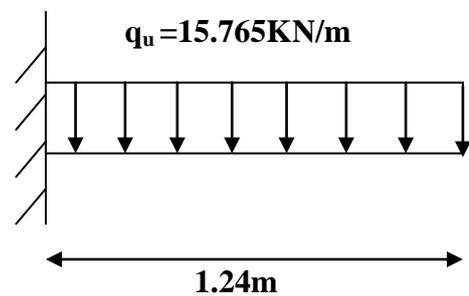


Fig.3.14 : Schéma statique de la volée 5

3.3 : Etude de la poutre brisée :

3.3.1 : Calcul de la poutre brisée 1 (RDC):

Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$l = 135 + (30 / \cos 29,53) + 105 = 274,47 \text{ cm} \cong 275 \text{ cm}$$

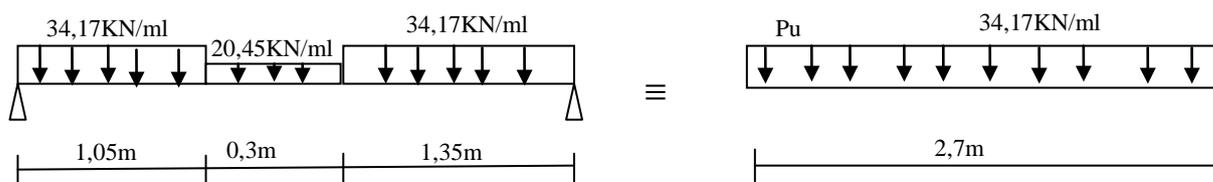
$$\Rightarrow 18,29 \leq h \leq 27,5 ; \text{ on prend } h = 25 \text{ cm et } b = 25 \text{ cm}$$

– La charge reprise par la poutre :

$$g_0 = 25 \times 0,25 \times 0,25 = 1,5625 \text{ KN/ml (poids propre de la poutre)}$$

$$g_1 = 2,3 \times (3,71 - 1,87) = 4,232 \text{ KN/ml (le poids du mur sur la poutre)}$$

– Les charges transmises par les volées :



$$P_u = 1,35(g_0 + g_1) + 34,17 = 41,992 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u l^2}{8} = 39,69 \text{ KN.m}$$

Comme la poutre est encastree partiellement sur les appuis, on prend :

$$M_r = 0,85 M_0 = 33,7365 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_0 = -19,845 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = (P_u \cdot l) / 2 = 57,739 \text{ KN}$$

• Ferrailage de la poutre en flexion simple :

Armature longitudinales :

$$\text{En travée : } A_r = 4,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_a = 2,6281 \text{ cm}^2$$

Etude des éléments secondaires

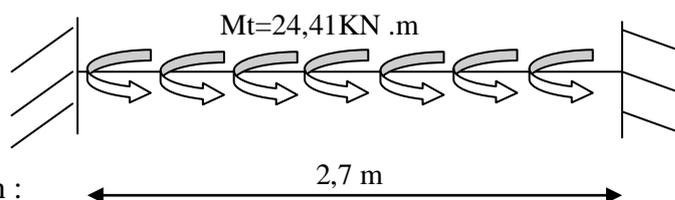
Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{57,739}{0,25 \times 0,23} = 1,004 \text{ MPa}$$

• **Ferraillage de la poutre en torsion :**

Le moment de torsion max:

$$M_T = \frac{M_t \cdot L}{2} = 33,563 \text{ KN.m}$$



La contrainte de cisaillement due à la torsion :

$$\tau_T = \frac{M_T}{2 \cdot \Omega \cdot e}$$

$$e = b/6 = 4,17 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b-e) \cdot (h-e) = 433,89 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \tau_T = 9,27 \text{ MPa} > \tau_{adm} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Risque de rupture par cisaillement ; on doit augmenter les dimensions de la section
 (bxh)=(35x40) cm²

Les nouveaux résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Pu KN/ml	Mt KN.m	Ma KN.m	Vu KN	τ_u Mpa	τ_t Mpa	$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2}$ Mpa	τ_{adm} MPa
44,6	35,836	-21,08	61,325	0,46	2,88	2,99	3,33

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

Armature longitudinales en flexion simple :

$$\text{En travée : } A_t = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_a = 1,619 \text{ cm}^2$$

Etude des éléments secondaires

Armature longitudinales à la torsion :

$$A_l = \frac{M_T \cdot U \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 126,664 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_l = 6,1327 \text{ cm}^2$$

Armature transversales en torsion :

$$A_t = \frac{M_T \cdot t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e}$$

$$\text{Si on fixe l'espacement } t = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0,84 \text{ cm}^2$$

Armature transversales en flexion simple :

$$t = 20 \text{ cm} < \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 34,2 \text{ cm}$$

$$1) A_t = \frac{0,4 \cdot b \cdot t}{f_e} = 0,7 \text{ cm}^2$$

$$2) \left(\frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{c28}}{0,8 f_e} \right) b \cdot t < 0$$

$$\Rightarrow A_t = 0,7 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

$$- \text{ Armatures transversales : } A_t = A_t^{Torsion} + A_t^{F.simple}$$

$$= 0,84 + 0,7 = 1,54 \text{ cm}^2 ; \quad St = 20 \text{ cm}$$

- Armatures longitudinales :

$$\text{En appuis : } A_l^a = \frac{1}{2} A_l^{Torsion} + A_l^{F.simple} = 3,066 + 1,619 = 4,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travées : } A_l^t = \frac{1}{2} A_l^{Torsion} + A_l^{F.simple} = 3,066 + 2,78 = 5,846 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix de ferrailage : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } A_l^t \text{ on choisit } 3HA16 = 6,03 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_l^a \text{ on choisit } 2HA16 + 1HA12 = 5,15 \text{ cm}^2 \\ \text{Pour } A_t \text{ on choisit } 1 \text{ cadre } \phi 8 + 1 \text{ étrier } \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Schéma de ferrailage :

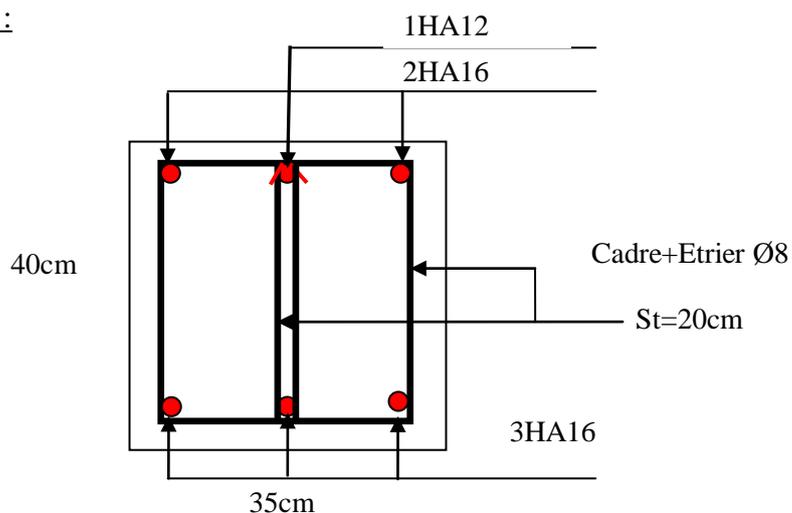


Fig3.15 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée 1

3.3.2: Calcule de la poutre brisée 2 (Etage courant):

Même travail que précédemment.

Dimensionnement :

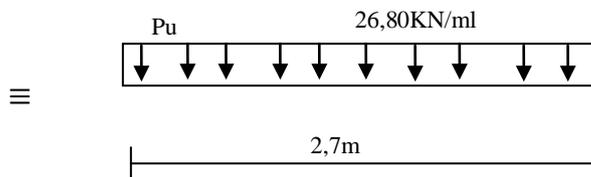
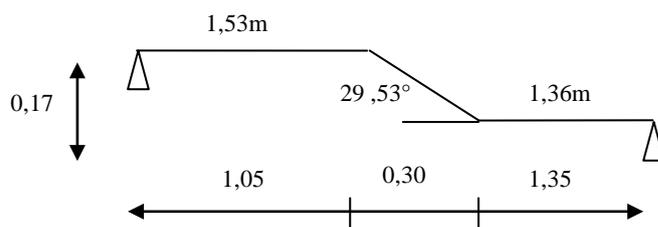
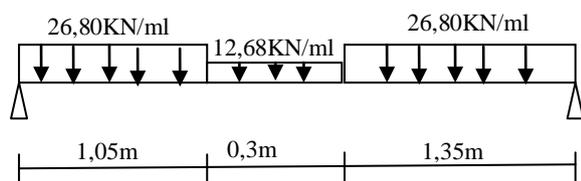
On opte pour une poutre de :

$$(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

$$g_0 = 3 \text{ KN/ml}$$

$$g_1 = 3,059 \text{ KN/ml}$$

Les charges transmises par les volées :



$$\Rightarrow P_u = 44,60 \text{ KN/ml}$$

Etude des éléments secondaires

Le tableau 3.8 résume les différents résultats.

TAB. 3.8 – moments et ferrailage correspondant

Moments(KN.m)	Flexion simple		Torsion	Choix des armatures
	En travée	En appui		
	28,09	16,528		
Armatures longitudinales (cm ²)	2,1762	1,3765	4,1	En travée 3HA14=4,62cm ²
Armatures transversales (cm ²)	0,6	/	0,683	En appui 2HA14+1HA10=3,87cm ²
contraintes de cisaillement(MPa)	0,421	0,421	2,377	Armature transversal 1cadre ϕ 8+1 épingle ϕ 8=1,51cm ²

Schéma de ferrailage :

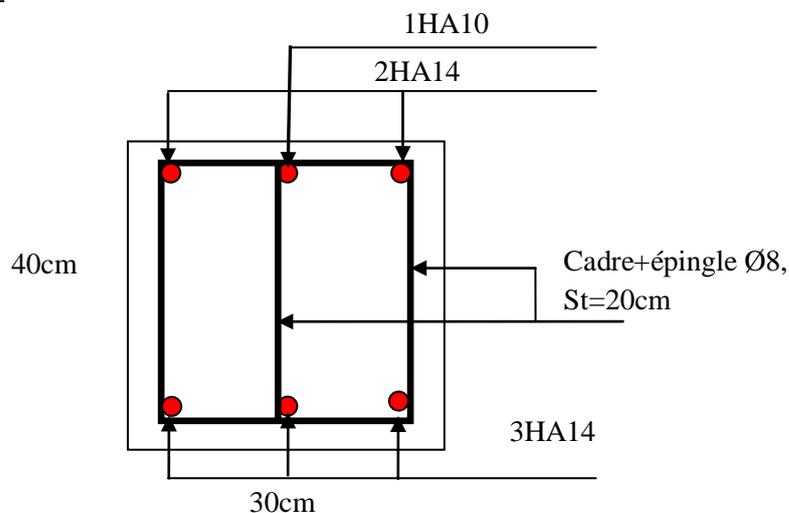


Fig.3.16 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée 2

3.4 : Etude des dalles pleines :

Dans notre projet, nous avons trois types de dalles pleines ; celles des balcons, celles de la cage d'ascenseur et enfin celles du panneau entourant la cage d'ascenseur.

Elles sont définies selon deux types :

- 1- Dalle sur quatre appuis.
- 2- Dalle sur trois appuis.

A) 1er Type : (Panneau entourant la cage d'ascenseur) :

On fait les calculs sur tout le panneau puis on retranche

les dimensions de la trémie.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau

$$\Rightarrow L_x = 3,50 - 0,30 = 3,20 \text{ m}$$

L_y : la plus grande dimension du panneau

$$\Rightarrow L_y = 4,45 - 0,30 = 4,15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{3,2}{4,15} = 0,77 > 0,4$$

\Rightarrow la dalle travaille suivant les deux sens

1. Calcul à l'ÉLU :

$$p_u = 1,35 \times 4,58 + 1,5 \times 1,5 = 8,433 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de M_x0 et M_y0 :

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x \times (P_u \times l_x^2) & \mu_x &= 0,0751 \\ M_y &= \mu_y \times M_x & \mu_y &= 0,3613 \end{aligned}$$

$$M_x = 6,48 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 2,34 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_x = 4,86 \text{ Kn. m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 1,75 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x = -3,24 \text{ KN.m.}$$

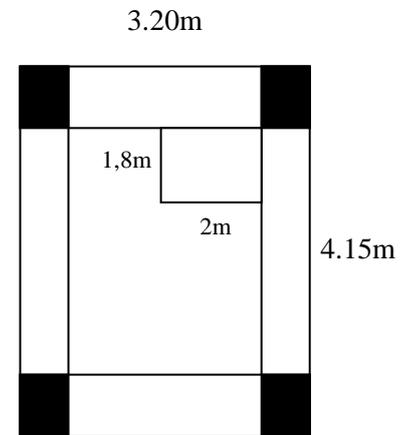


Fig.3.17 : Schéma statique de la dalle 1

Etude des éléments secondaires

Ferraillage :

Le tableau 3.9 résume le calcul des armatures en travée et en appui.

TAB. 3.9 – Calcul du ferraillage de la dalle D4

En travée							
	μ		z(m)	Acal(cm ² /ml)	Amin(cm ²)	Aopt(cm ² /ml)	St(cm)
sens x	0,0244	0,0309	0,0988	1,0078	1,128	4HA8 = 2.01	25
sens y	0,0088	0,0111	0,0996	0,361	0,96	4HA8 = 2.01	25
En appuis							
sens x = sens y	0,0162	0,0205	0,0992	0,6667	1,128	4HA8 = 2.01	25

Vérification des armatures secondaires :

$$At^y \geq At^x/4 \quad \text{vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

L'effort tranchant max est dans le sens x :

$$\Rightarrow V_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 9,65 \text{ Kn}$$

$$\tau^{\max} = \frac{V_x}{b \cdot d} = 0,0965 \text{ MPa} < \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

Pas d'armatures transversales dans la dalle.

2-Vérification à l'ELS :

$$q_s = 6.08 \text{ KN/ml.}$$

Comme notre panneau se situe à l'intérieure de la structure (FPN) \Rightarrow on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton. Le tableau 3.10 illustre la vérification des contraintes.

TAB.3.10 – Vérification des contraintes.

En travée						
	Moment(KN)	y(m)	I(cm ⁴)	σ (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
sens x	2,676	0,02172	2189,07	2,65	15	Pas risque de fissuration
sens y	1,4	0,02172	2189,07	1,389	15	"
En appuis						
sens x = sens y	1,784	0,02172	2189,07	1,77	15	"

Vérification de la flèche :

$$1- e \geq \max \left(\frac{3.Lx}{80}; \frac{M_t^x}{20.M_0^x} Lx \right) \Rightarrow 12\text{cm} > 10,125\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- A_t^x \leq \frac{2.b.d}{f_e} \Rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

\Rightarrow La vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Calcul des armatures de renfort autour de l'ascenseur :

Dimension de l'ascenseur :

Selon x-x' : l = 2,00cm.

Selon y-y' : l = 1,80cm.

La section d'armature A_x selon x-x' :

$$A_x = 2.00 * 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA12 = 4.52 cm².

La section d'armatures A_y selon y-y' :

$$A_y = 1,8 * 2 .01 = 3.618 \text{ cm}^2.$$

On choisit 4HA12 = 4.52 cm².

Schéma de ferrailage :

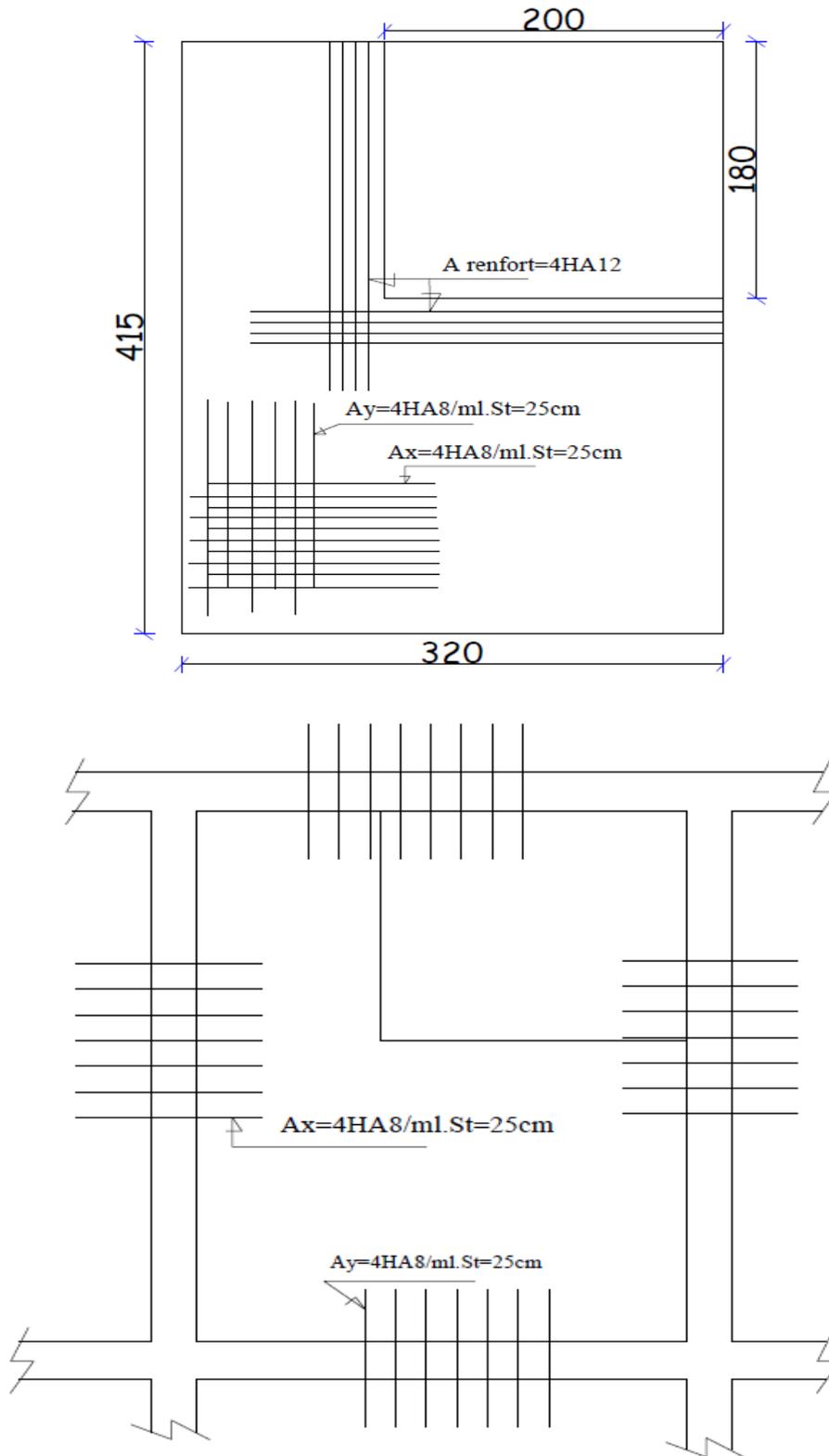


Fig.3.18 : Schéma de ferrailage de la dalle type 1

B) 2^{ème} Type :

B-1) Balcon travaillant comme une console :

$G = 4.58\text{KN/m.}$

$Q = 3.5\text{KN/m.}$

L_x : c'est la partie qui sort en console.

L_y : c'est la partie sur laquelle la dalle s'appuie.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.3}{3.5} = 0.37 < 0.4$$

□ La dalle travaille suivant un sens.

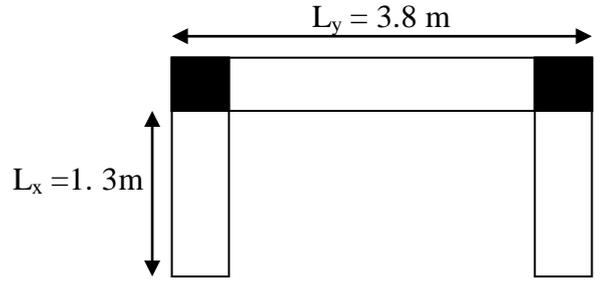


Fig.3.19 : Schéma statique du balcon 2.1

1. Calcul à l'ÉLU :

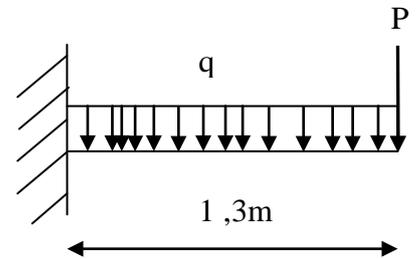
$q_u = 1.35 * 4.58 + 1.5 * 3.5 = 11.433\text{KN/m}$

$P_u = 1.35 * P = 1.35\text{KN}$

$P=1\text{KN}$ qui est le poids du garde-corps.

$M = (q * l^2) / 2 + P_u * l = -11.415\text{KN.m.}$

$V_u = (q_u * l) + p = 16.212\text{Kn}$



Le tableau 3.11 illustre le calcul des aciers et ceux adoptés.

TAB.3.11 – Calcul du ferrailage du balcon.

Sens principal					
μ	α	$z(\text{m})$	A calculé (cm ² /ml)	Aopt(cm ² /ml)	St(cm)
0.125	0.168	0.0794	4.12	4HA12=4.52	25
Sens secondaire					
A calculé (cm ²)			Aopt(cm ² /ml)		St(cm)
1.37			4HA8=2.01		25

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{16.212 * 10^3}{1 * 0.08} = 0.202\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28} = 1.16\text{MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Etude des éléments secondaires

2-Vérification à l'ELS :

$$q_s = 8.08 \text{KN/ml} ; P_s = 1 \text{KN/ml}$$

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

Le tableau 3.12 résume la vérification des contraintes.

TAB.3.12 – Calcul des contraintes

Moment (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc_adm} (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	σ_{st_adm} (MPa)	Obs
					Pas de fissuration du béton			Vérifié
8,1276	0.0757	1.44x10 ⁻⁴	4.272	15		20,57	201,63	

Vérification de la flèche :

Le tableau 3.13 illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

TAB.3.13 – Evaluation des flèches dans le sens X.

L (m)	As (cm ²)	Mjser (KN.m)	Mgser (KN.m)	Mpser (KN.m)	I (cm ⁴)	I0 (cm ⁴)
1,3	4,52	2,535	3,87	6,827	3335,7	15010
Y (cm)	Ifji (cm ⁴)	Ifgi (cm ⁴)	Ifpi (cm ⁴)	Ifgv (cm ⁴)	Δf (cm)	fadm (cm)
2,88	16511	10607	6435,8	13504	0,182	0,52

B-2) Balcon travaillant dans les deux sens :

$$\rho = \frac{1,5}{3,4} = 0,44 > 0,4$$

La dalle travaille selon deux sens

1-Calcul à l'ÉLU :

$$q_u = 1.35 \times 4.58 + 1.5 \times 3.5 = 11,433 \text{KN/ml.}$$

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \text{KN}$$

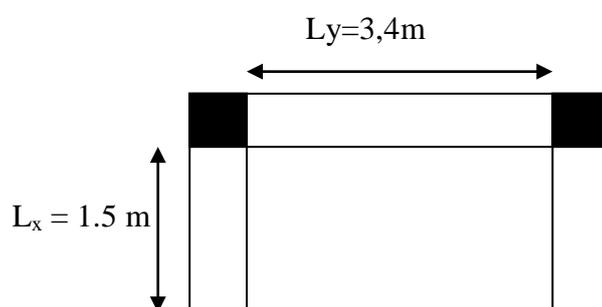


Fig.3.20 : Schéma statique du balcon 2.2

Etude des éléments secondaires

Comme $L_x < L_y / 2$, la charge concentrée sera ignorée et le calcul des sollicitations se fait comme suit :

Calcul de M_0^x et M_0^y :

$$M_0^x = \frac{q \cdot l_y \cdot l_x^2}{2} - \frac{2 \cdot q \cdot l_x^3}{3} = 18,006 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{q \cdot l_x^3}{6} = 6,431 \text{KN.m}$$

Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_0^x = 15,3051 \text{ Kn.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_0^y = 5,466 \text{ Kn.m} \end{cases}$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_0^x = -9.003 \text{KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage du balcon se fait à la flexion simple pour une section ($e \times l_y$) parallèlement à l_x et ($e \times l_x$) parallèlement à l_y .

Le tableau 3.14 résume le calcul des armatures en travée et en appui.

TAB.3.14 – Calcul du ferrailage de la dalle D4

En travées							
	μ		$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	$St(cm)$
sens x	0,0392	0,05	0,0882	4,98	4,17	14HA8=7,03	25
sens y	0,0318	0,0403	0,0885	1,774	1,44	6HA8=3,01	25
En appuis							
sens x	0,0231	0,0292	0,0889	2,909	3,69	10HA8=5,02	33
sens y	0,0523	0,0672	0,0876	2,95	1,63	6HA8=3,01	25

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q \cdot l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 8,26 \text{ Kn}$$

Etude des éléments secondaires

$$\tau^{\max} = \frac{V_x}{b \cdot d} = 0,09177 \text{MPa} < \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{MPa}$$

Pas d'armatures transversales dans la dalle.

2-Vérification à l'ELS :

$$q_s = 8.08 \text{KN/ml} ; P_s = 1 \text{KN/ml}$$

TAB. 3.15 – Calcul des contraintes à l'ELS

En travée								
	Moment(KN.m)	y(m)	I(cm ⁴)	σ(MPa)	Obs	σ _{st}	σ _{st_adm}	Obs
sens x	10,8171	0,0315	3942,2	8,64	Pas de fissuration	16,05	201,63	Vérifié
sens y	3,863	0,0204	1743,5	4,519	Pas de fissuration	15,42	201,62	Vérifié
En appuis								
sens x =sens y	6,363	0,0247	2510,69	6,259	Pas de fissuration	16,54	201,63	Vérifié

Vérification de la flèche :

On doit vérifier la flèche dans le sens (Y, flèche maximale) parce que les conditions ne sont pas vérifiées.

Le tableau 3.16 illustre le résultat du calcul des différentes flèches.

TAB.3.16 – Evaluation des flèches.

L (m)	As (cm ²)	M _{jsr} (KN.m)	M _{gsr} (KN.m)	M _{psr} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
Y (cm)	I _{fj} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3,4	3,01	1,434	2,189	3,863	2427,19	14806,4
2,43	16287	16287	9145,9	16287	0,214	0,68

Schéma de ferrailage :

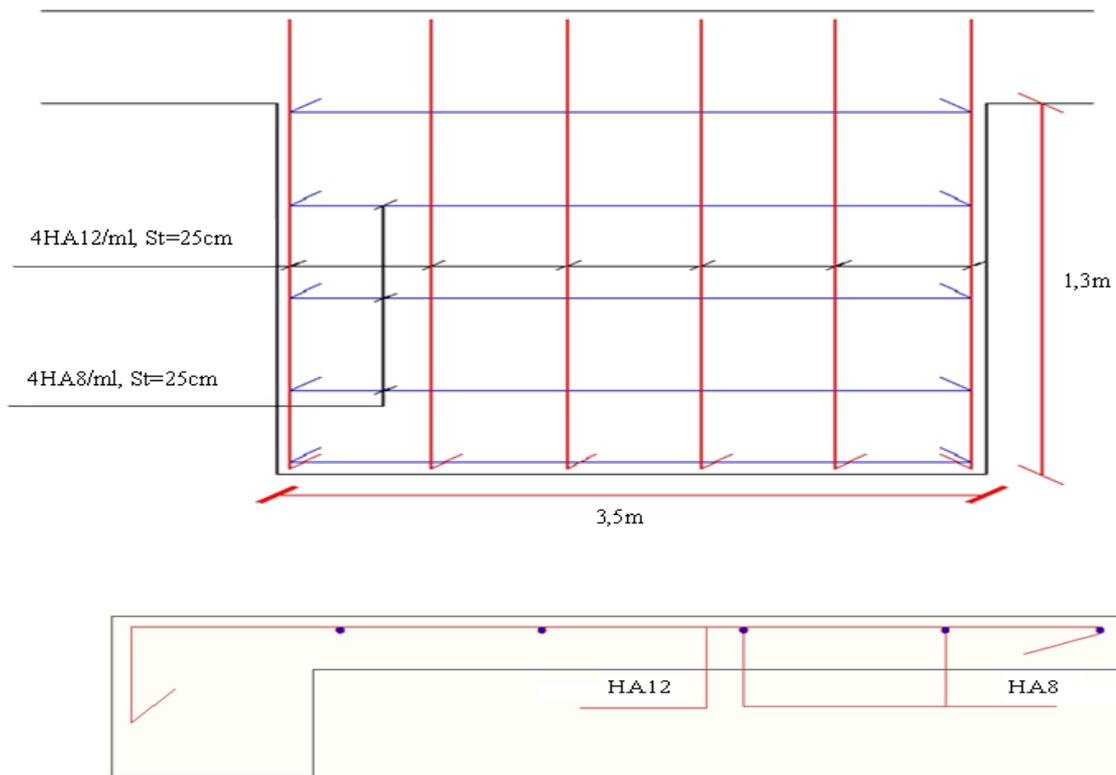


Fig.3.21 : Schéma de ferrailage de la dalle type 2.1

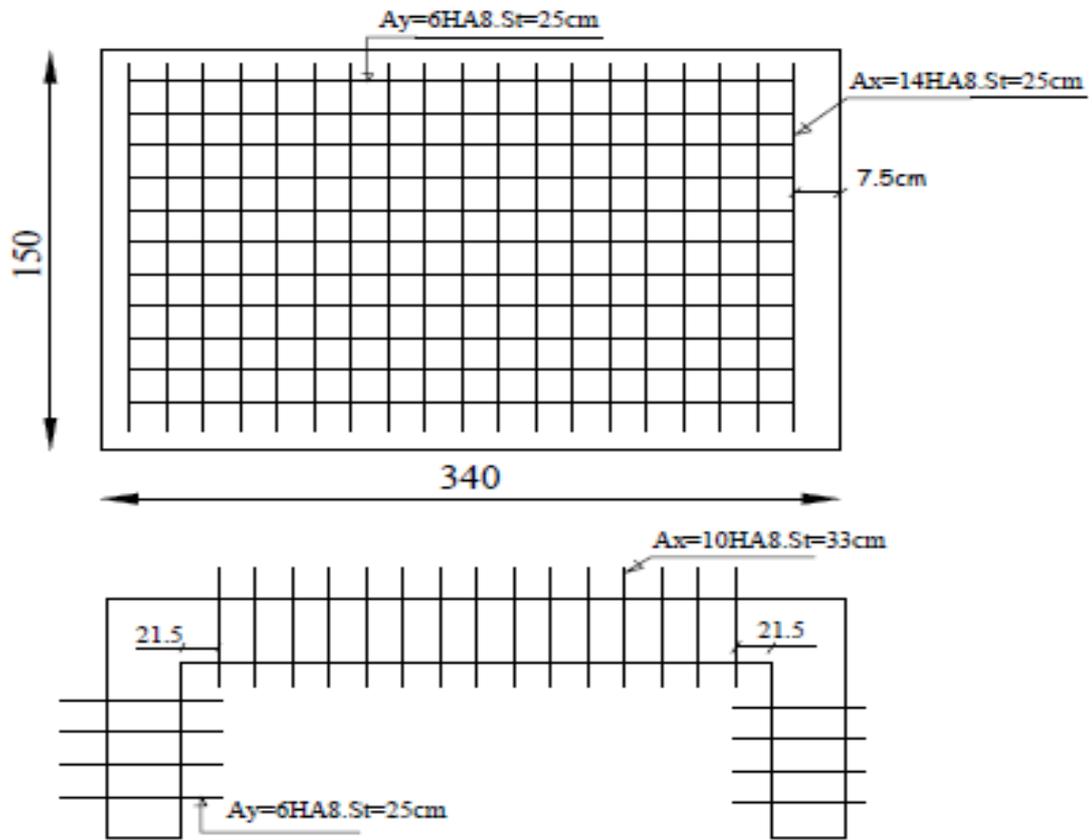


Fig.3.22 : Schéma de ferrailage de la dalle type 2.2

3.5 : Etude de la poutre de chaînage :

Dans notre projet la poutre de chaînage sert d'appui pour les murs à double cloison qui se trouvent dans chaque niveau.

Dimensionnement :

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{\max} = 3.81\text{m}$

Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$25.4\text{cm} \leq h \leq 38.1\text{cm}$$

Etude des éléments secondaires

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur de l'élément supporté.

$$h = 30\text{cm}$$

$$b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm}$$

(30cm est l'épaisseur de mur)

Soit : $h=30\text{cm}$

$$b=30\text{cm}$$

Donc les dimensions des poutres de chaînage sont de (30×30).

1 /Calcul à l'ÉLU :

Calcul des sollicitations :

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.30 = 2.25\text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.3 \times 2.54 = 5.842\text{KN/m}$$

$$P_u = 1.35 \times (2.25 + 5.842) = 10.92\text{ KN/m}$$

$$P_s = 2.25 + 5.842 = 8.092\text{ KN/m}$$

$$M_u = (P_u \cdot L^2) / 8 = 19,81\text{KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel de la poutre sur les appuis, on prend:

$$M_t = 0.75M_u = 14.85\text{KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_u = 9.905\text{KN.m}$$

a) Armatures longitudinales :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

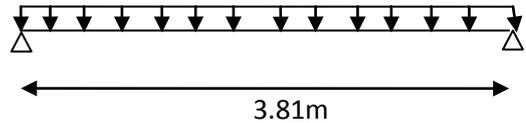


Fig.3.23 : Schéma statique

TAB.3.17 : Calcul des armatures

	M(KN.m)	d(m)	μ	α	Acal (cm ²)	Amin(cm ²)	Aadopté(cm ²)
En travée	14.85	0.28	0.044	0.057	1.56	1,0143	3HA10=2.36
En appui	9.905	0.28	0.0297	0.0377	1.0326	1,0143	3HA8=1.51

b) Calcul des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_1\right) \square \varphi_t \leq 8\text{mm}$$

Soit un (cadre +épingle) $\varphi_6 \square A_t = 3 \times \varphi_6 = 0.85\text{cm}^2$

c) Les espacements

$$S_t \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 25.2\text{cm} \quad \text{(Art A.5.1.2.2)}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_c}{0.4 \times b} = 18.66 \text{ cm.}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{c28})} < 0$$

On adopte $S_t = 16\text{cm}$.

• Effort tranchant :

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} = 21.77\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.219\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3.33\text{Mpa.}$$

$\square \tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

2/ Vérification à l'ELS :

Etude des éléments secondaires

On doit vérifier σ_{bc} de compression dans le béton et σ_{st} de traction dans l'acier. Les résultats sont dans le tableau suivant :

TAB.3.18 : Vérification des contraintes

moment (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc_adm} (Mpa)	Obs	σ_{st} (Mpa)	σ_{st_adm} (Mpa)	Obs
11.522	0.0901	4.02x10 ⁻⁴	2.58	15	vérifié	103.139	201.63	vérifié

Schéma de Ferrailages :

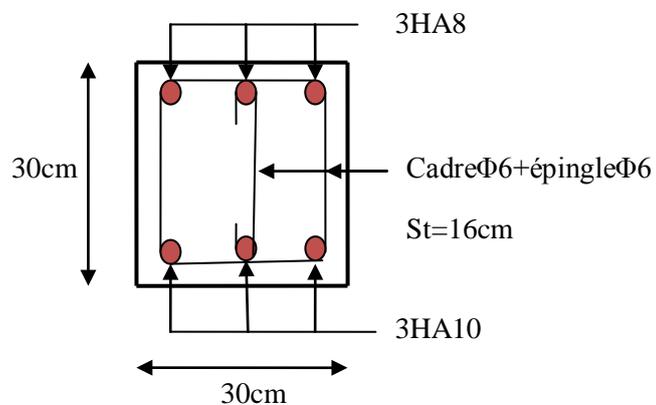


Fig.3.24 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

3.6 : Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur qui fait objet de la présente étude est destiné pour déplacer 6 personnes.

Ses caractéristiques sont les suivantes :

- $B_s=1.80m$
- $T_s=2.00m$
- $H_k=2.20m$
- $F_c=5000daN$
- $P_m=1500daN$
- $D_m=4300daN$
- $V=0.63m/s$

Avec :

- B_s, T_s, H_k sont respectivement la largeur, la longueur et la hauteur de la cabine.
- F_c est la charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.
- P_m est la charge due à la dalle des machines
- D_m est la charge due à l'ascenseur.
- V est la vitesse de levage.
- Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg.
- $G = P_m + D_m + 500 = 63000 \text{ daN} = 63 \text{ kN}$.

3.6.1 : Etude de la dalle pleine du local machine :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4$$

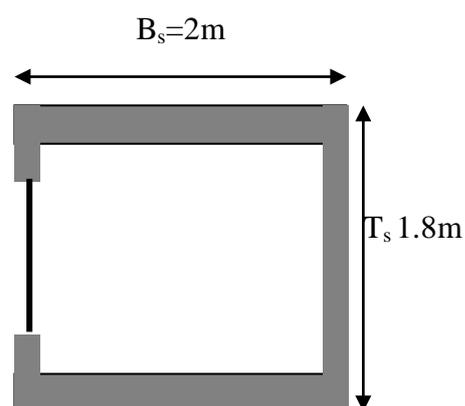


Fig.3.25 : Cage d'ascenseur.

La dalle pleine est appuyée sur 4 appuis donc pour déterminer son épaisseur il faut établir la jonction entre les deux critères suivants :

- $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si la dalle pleine est sur 3 ou 4 appuis.
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour 2 h de coupe feu.

donc
$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm} \text{ et } e \geq 11 \text{ cm}$$

Donc c'est le critère de la coupe feu qui est dominant, on opte pour une épaisseur de 12 cm.

➤ Détermination de la surface d'impact :

On a le schéma représentant la surface d'impact :

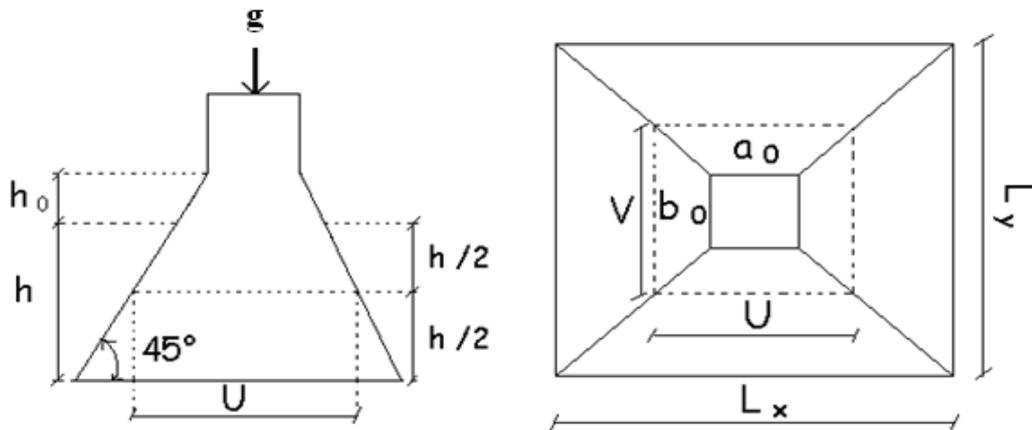


Fig.3.26 : Schéma représentant de la surface d'impact.

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi h_1$$

Avec :

a_0 et U sont les dimensions parallèle à L_x .

b_0 et V sont les dimensions parallèles à L_y .

$a_0 * b_0 = 80 * 80$ est la surface du chargement.

h_0 est l'épaisseur de la dalle pleine

h_1 est l'épaisseur du revêtement moins rigide

$$\xi = 0.75 \quad h_1 = 5 \text{ cm}$$

On aura donc :

$$U = 80 + 15 + (2 * 0.75 * 5) = 102.5 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 15 + (2 * 0.75 * 5) = 102.5 \text{ cm}$$

1/ Etude à l'ELU :

◆ **Calcul des sollicitations :**

Etude des éléments secondaires

Sous charge concentrée (due au système de levage) :

On a selon le B A E L :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \quad \text{Avec } \nu : \text{Coefficient de poisson} \quad \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = 0.6 \quad \text{et } \rho = 0.9$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = 0.5 \quad \text{et } \rho = 0.9$$

En se référant à l'abaque PIGEAU (Annexe1), on trouve $M_1 = 0.089$ et $M_2 = 0.073$

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a $g = 63 \text{ kN}$

$$q_u = 1.35 * g = 1.35 * 63 = 85.05 \text{ kN.}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 7.57 \text{ kN.m} \\ M_{y1} = 6.20 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle:

$$M_{x2} = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

On a : $\rho = 0.9 \Rightarrow \mu_x = 0.0456$ et $\mu_y = 0.7834$

$$G = (25 * 0.12) + (22 * 0.05) = 4.1 \text{ kN/m}^2$$

$Q = 1 \text{ kN/m}^2$ (Car la dalle se trouve sur la terrasse inaccessible)

$$P_u = 1.35 * (4.1) + 1.5 * (1) = 7.035 \text{ kN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \quad \square \quad M_{x2} = 1.19 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \quad \square \quad M_{y2} = 0.93 \text{ kN.m}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.76 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.13 \text{ KNm} \end{cases}$$

S'agissant d'une travée intermédiaire et d'appuis intermédiaires donc la correction des moments se fait par les coefficients 0.75 et 0.5

$$M_{tx} = 0.75 * 8.76 = 6.57 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * 7.13 = 5.3475 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = - 0.5 * 8.76 = - 4.38 \text{ kN.m}$$

➤ **Le ferrailage :**

TAB.3.19 : Résultats des calculs.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t min cm ² /ml	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x'	6.57	- 4.38	2.16	1.4269	1.26	4HA10=3.16	4HA8=2.01
Sens y-y'	5.3475	- 4.38	1.75	1.4269	1.2	4HA8=2.01	4HA8=2.01

❖ **Vérification à l'ELU :**

Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : Charge de calcul à l'état limite ultime.

h : Epaisseur de la dalle pleine en béton armé

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2*(U+V) = 2*(102.5 + 102.5) = 410 \text{ cm}$$

$$Q_u = 85.05 \text{ kN}$$

Donc on aura :

$$10^3 * 0.045 * 4.10 * 0.15 * 25 / 1.5 = 461.25 \text{ kN} > 85.05 \text{ kN} \quad \text{c'est vérifié.}$$

Il n'y a pas risque de poinçonnement.

🚧 Vérification de l'effort tranchant :

$$0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa.}$$

$$\text{Et on a } U = V = 102.5 \text{ cm} = 1.025 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_u^{\max} = T_v^{\max} = \frac{Q_u}{3*U} = \frac{85.05}{3*1.025} = 27.65 \text{ kN} \quad (\text{effort tranchant due à la charge concentré})$$

$$V = \frac{P_u \cdot l_x}{2} \cdot \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 3,823 \text{ kN} \quad (\text{due aux charges réparties})$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{T_u + V}{b*d} = \frac{0.02765 + 0.003823}{1*0.09} = 0.349 \text{ MPa} < 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa.}$$

Il n'ya pas lieu de prévoir des armatures transversales.

2/ Etude l'ELS :

$$\text{On a } q_s = g = 63 \text{ kN}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage:**

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 63 * (0.089 + 0.2 * 0.073) = 6.53 \text{ kNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 63 * (0.073 + 0.2 * 0.089) = 5.72 \text{ kNm.} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus aux poids propre et à la surcharge:**

$$P_s = G + Q = 4.1 + 1 = 5,1 \text{ kN}$$

On aura donc :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 5,1 * (0.0456) * (1.8)^2 = 0.886 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.7834 * 0.886 = 0.694 \text{ kN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.53 + 0.886 = 7.416 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.72 + 0.694 = 6.414 \text{ KNm} \end{cases}$$

On doit corriger les moments pour tenir compte de l'encastrement de la dalle dans ses appuis :

$$M_{tx} = 0.75 * 7.416 = 5.562 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * 6.414 = 4.8 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 * 7.416 = -3.708 \text{ kN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

On va vérifier la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.16 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.16 \times 10^{-4} \times 0.09 = 0$$

$$\square y = 2.485 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \square I = 2453.18 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier :

On a F.N :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 * 5,562 * 10^{-3} * \frac{0,09 - 0,024}{2453,18 * 10^{-8}} = 221,56 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 221,56 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

Il faut recalculer les armatures à l'ELS.

$$A_s = \frac{M_s}{d * \sigma_s} * \frac{1}{1 - \frac{\alpha}{3}} \quad \text{avec } 0 < \alpha < 1$$

$$\alpha = \sqrt{90 \beta \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_s}{b * d^2 * \sigma_s} = \frac{5,56 * 10^{-3}}{0,09^2 * 201,63} = 3,4 * 10^{-3}$$

Soit $\alpha_0 = 0,3$

$$\alpha_1 = \sqrt{90 * 3,4 * 10^{-3} * \frac{1 - 0,3}{3 - 0,3}} = 0,28$$

$$\alpha_2 = \sqrt{90 * 3,4 * 10^{-3} * \frac{1 - 0,28}{3 - 0,28}} = 0,28$$

On prend $\alpha = 0,28$

$$A_s = \frac{5,56 * 10^{-3}}{0,09 * 201,63} * \frac{1}{1 - \frac{0,28}{3}} = 3,37 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit 4HA12 = 4,52 cm²/ml

➤ **Vérification de la flèche** : D'après le B A E L 91 et CBA 93 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{e}{L_x} \geq \text{Max} \left[\frac{3}{80}, \frac{M_t}{20 M_0} \right] \quad \text{condition 1}$$

$$A_s \leq \frac{2bd}{f_e} \quad \text{condition 2}$$

❖ Selon Lx :

$$\frac{15}{180} = 0,083 \quad \text{et} \quad \text{max} \left[\frac{3}{80}, \frac{5,562}{20 * 7,416} \right] = 0,0375$$

$$0.083 > 0.0375$$

La condition 1 est vérifiée.

$$\frac{2.36}{100 \cdot 12} = 1.96 \cdot 10^{-3} < \frac{2}{400} = 0.005$$

La condition 2 est vérifiée.

➤ **Le schéma de ferrailage :**

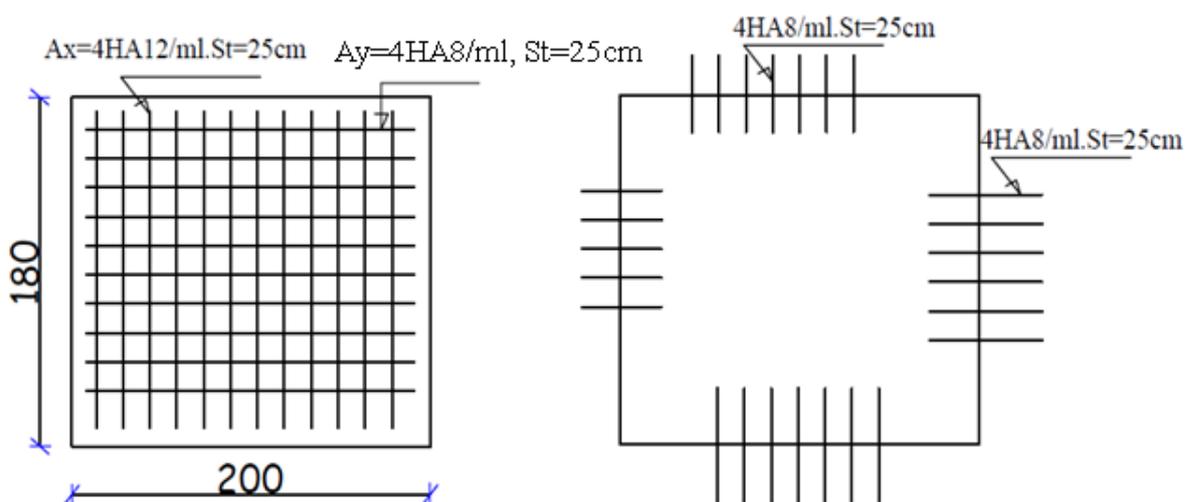


Fig.3.27 : Schéma de ferrailage de la dalle du local machine.

3.6.2 : Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

1/ Etude à l'ELU :

- Le poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G_1 = 25 \cdot 0.12 + 22 \cdot 0.05 = 4.1 \text{ kN/m}^2$$

- Le poids propre de l'ascenseur :

$$G_2 = F_c / S = (50) / (1.80 \cdot 2) = 13.89 \text{ kN/m}^2$$

Donc $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 4.1 + 13.89 = 17.99 \text{ Kn/m}^2$

Et $P_{\text{tot}} = 1.35 \cdot G_{\text{tot}} = 1.35 \cdot (17.99) = 24.28 \text{ kN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \quad \mu_x = 0.0456 \text{ et } \mu_y = 0.7834$$

Donc la dalle pleine travaille suivant les deux sens L_x et L_y

❖ **Evaluation des moments:**

$$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0.0456 * 24.28 * 1.8^2 = 3.98 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_{x2} = 0.7834 * 3.98 = 3.11 \text{ kN.m}$$

On doit corriger les moments pour tenir compte du semi encastrement de la dalle pleine en béton armé sur ses appuis.

$$M_{tx} = 0.75 * 3.98 = 2.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * 3.11 = 2.33 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 * 3.98 = -1.99 \text{ kN.m}$$

❖ **Le ferrailage :**

TAB.3.20 : Résultats des calculs.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_t min	A_a calculé (cm ² /ml)	A_t adopté (cm ² /ml)	A_a adopté (cm ² /ml)
Sens x-x	2.98	-1.99	0.68	1.26	0,45	3HA8=1.51	3HA8=1.51
Sens y-y	2.33	-1.99	0.58	1.20	0,45	3HA8=1.51	3HA8=1.51

2/ Etude à l'ELS:

$$P_s = G_{tot} = 18.74 \text{ kN/m}^2$$

$$M_x = 0.0456 * 18.74 * 1.80^2 = 2.77 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 2.77 * 0.7834 = 2.17 \text{ kN.m}$$

On va corriger les moments :

$$M_{tx} = 0.75 * 2.77 = 2.07 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 * 2.17 = 1.63 \text{ kN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 * 2.77 = -1.45 \text{ kN.m}$$

✚ Vérification des contraintes :

On va vérifier la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$Y = 2.6 \text{ cm}$$

$$I = 3713.814 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On va vérifier la contrainte de traction dans l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 15 * 2.98 * 10^{-3} * \frac{0.1 - 0.026}{3713,814 * 10^{-8}} = 89.06 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

✚ Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{L_x} = \frac{0.15}{1.80} = 0.083 \text{ et } \max \left[\frac{3}{80} , \frac{2.07}{20 * 2.77} \right] = 0.037$$

Donc : $0.083 > 0.037$

$$\frac{2.36}{100 * 12} = 0.00196 < \frac{2}{400} = 0.005$$

➤ Le schéma de ferrailage :

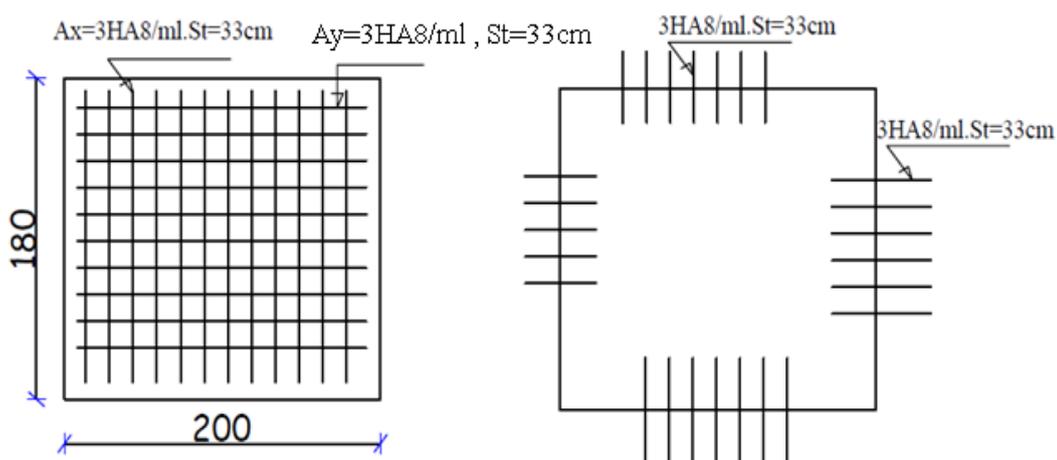


Fig.3.28 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur

3.7 : Etude de l'acrotère :

1. Evaluation des charges et surcharges :

POIDS PROPRE :

$$G_1 = 25 \cdot 1 \cdot ((0.6 \cdot 0.1) + (0.07 \cdot 0.05) + (0.05 \cdot 0.03/2))$$

$$G_1 = 1.6 \text{ KN}$$

ENDUIT DE CIMENT DE 1.5 CM D'ÉPAISSEUR :

$$G_2 = 20 \cdot 0.015 \cdot 1.328 \cdot 1 = 0.4 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc } W_p = G_1 + G_2 = 1.6 + 0.4 = 2 \text{ KN.}$$

CHARGE D'EXPLOITATION :

$$Q = 1 \text{ KN/m.}$$

2. La charge sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \text{ RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

onc :

$$F_p = 4 \cdot 0.15 \cdot 0.8 \cdot 2 = 0.96 \text{ KN.}$$

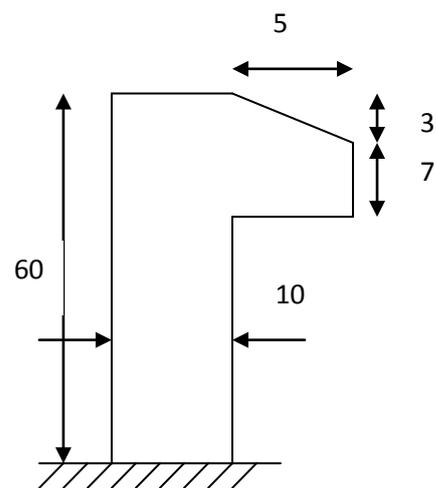


Fig.3.29: Schéma de l'acrotère.

3. Calcul des sollicitations :

a) Calcul des coordonnées du centre de gravité :

Le centre de gravité de l'acrotère est donné par :

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.06 * 0.05) + (0.0035 * 0.125) + (0.00075 * 0.116)}{0.06425} = 0.0548 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{(0.06 * 0.3) + (0.0035 * 0.535) + (0.00075 * 0.58)}{0.06425} = 0.316 \text{ m}$$

b) Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $N_G = 2 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0 \text{ KNm.} \\ M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KNm} \\ M_F = F_p \times Y_G = 0.96 \times 0.316 = 0.303 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

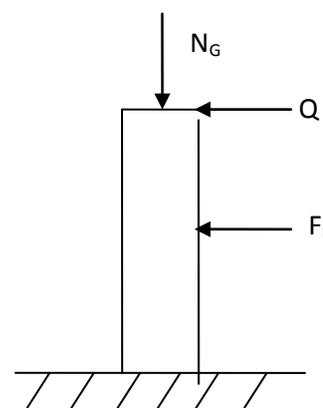


Fig.3.30: Schéma statique de l'acrotère.

c) Les combinaisons d'actions :

Tab.3.21 : combinaison de calcul

	RPA 99	ELU	ELS
SOLLICITATIONS	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2	2.7	2
M(KN.M)	0.903	0.9	0.6
V(KN)	1,96	1,5	1

d) Calcul de l'excentricité du centre de pression :

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.7} = 0.33 \text{ m.} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.} \end{array} \right.$$

Etude des éléments secondaires

La section est soumise à un effort normal de compression, elle doit être justifiée vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul $e = e_1 + e_2 + e_a$

Avec :

e_1 : excentricité structurelle = 0.33m

e_a = excentricité accidentelle.

e_2 : excentricité du second ordre.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) \Rightarrow e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$e_3 = \frac{3 \times (1.2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.00864 \text{ m}$$

D'où $e = 0.33 + 0.02 + 0.00864 = 0.3586 \text{ m}$

Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 2.7 \text{ KN}$

$M_u = N_u \times e = 2.7 \times 0.358 = 0.966 \text{ KN.m}$

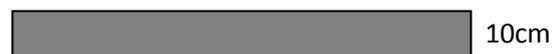
4. Ferrailage :

❖ à l'ELU

$h = 10 \text{ cm}$.

$d = 8 \text{ cm}$.

$b = 100 \text{ cm}$.



100cm

Section à ferrailer

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u \cdot (d - h/2)$.

Tel que M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0,966 + 2,7 * (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1.047 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{1.047 * 10^{-3}}{1 * 0,08^2 * 14,2} = 0,0115 < \mu_1 = 0,392$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0144$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,0795$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z\sigma_s} = \frac{1,047 * 10^{-3}}{0,0795 * 348} = 0,3784 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,3784 * 10^{-4} - \frac{2,7 * 10^{-3}}{348} = 0,3 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,08 * \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$V_u = F_p + Q = 0,96 + 1 = 1,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1,96 * 10^3}{1 * 0,08} = 0,02 \text{ MPa} < 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- ❖ **l'ELS : (vérification des contraintes)**

$$d = 0,08 \text{ m}$$

$$N_{ser} = 2 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0,6 \text{ KN.m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_1$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0,6/2 + (0,08 - 0,1/2) = 0,33 \text{ m}$$

$e_a > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0,08 - 0,33 = -0,25$ m.

$c = -0,25$ m

$$y_{ser} = y_c + c \quad ; \quad y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times (C)^2 - (d' - C) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b}$$

$$p = -3 \times (-0,25)^2 + \frac{(0,08 + 0,25) \times 6 \times 15 \times 2,01}{1} = -0,181$$

$$q = -2 \times (C)^3 - (d' - C)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b_0}$$

$$q = -2 \times (-0,25)^3 - (0,08 + 0,25)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{1} = 0,029$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (36726,84)^2 + \frac{4 \times (-2107,69)^3}{27} = -3,74810^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos\varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 168,084^\circ, \quad a = 0,491$$

$$Y_1 = 0,274\text{m}; \quad Y_2 = -0,489\text{m}; \quad Y_3 = 0,215\text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < h = 10\text{cm.}$$

$$-c < Y_c < h - c$$

Donc on choisit $Y_{c1} = 0,274\text{m}$

$$\Rightarrow Y_{ser} = 0,024\text{m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y) = 1,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{2 \times 10^{-3}}{1,19 \times 10^{-4}} \cdot 0,024 = 0,402 \text{MPa} \leq 15 \text{MPa} \text{ condition vérifiée} \\ \sigma_{st} = \frac{2 \times 10^3}{1,19 \times 10^{-4}} (0,08 - 0,024) = 14,117 \text{MPa} \leq 201,66 \text{MPa} \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

5. Schéma de Ferrailages :

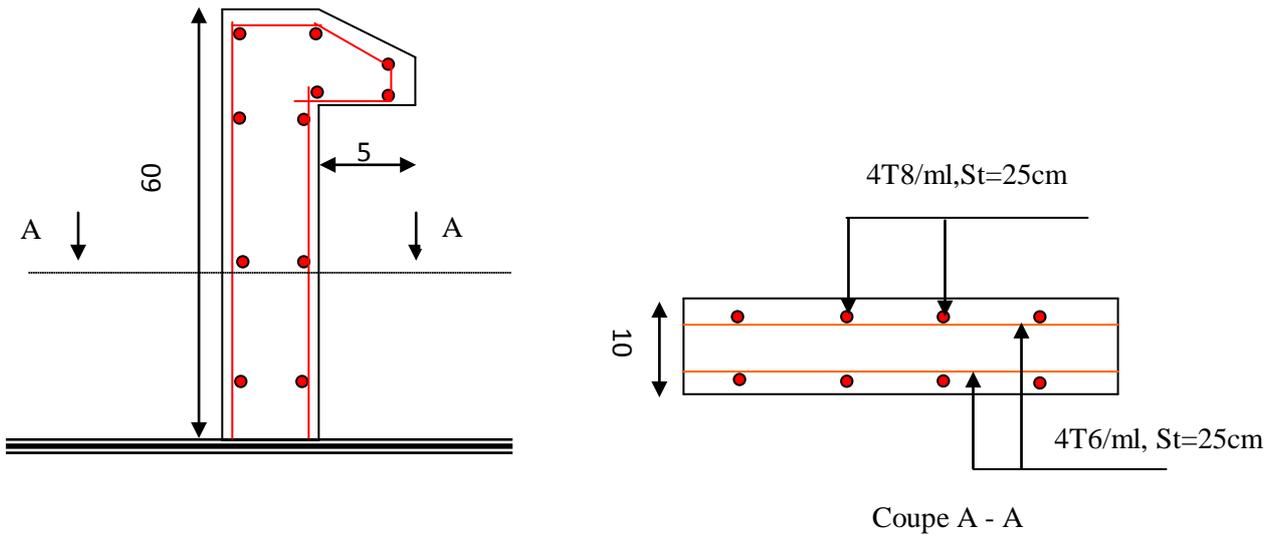


Fig.3.31: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE 4

4.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

4.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

4.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

4.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- ✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau4.1)

Le coefficient dépend de deux paramètres : -Groupe d'usage : groupe 2

- Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} Pq$$

Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4 .1.Valeurs des pénalités Pq :

" Critère q "	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x=Q_y= 1,20$

• **W**: poids total de la structure :

$$W = \sum W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

Etude dynamique

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$\Rightarrow W = 24042,852\text{KN}$.

• **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s } \textbf{RPA99} \text{ (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99**(Tableau 4.7)

Puisque le sol a une capacité portante de 1,5MPa et d'après le tableau 3.2 du RPA99, on trouve que les caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15\text{s} \\ T_2 = 0.5\text{s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

Où $\varepsilon(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\varepsilon = \frac{7+10}{2} = 8,5\%$ Pour un contreventement mixte.

Donc : $\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0,81 > 0,7$

$$T_c = C_T \cdot H_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

$H_n = 27,03\text{m}$ (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage)
RPA99(Tab.4.6)

$$\Rightarrow T_c = 0,59\text{s}$$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09H/\sqrt{L} \quad \text{RPA99 (Formule 4-7)}$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25,95\text{m}, \quad L_y = 11,6\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,477\text{s} \\ T_y = 0,714\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T_c) = 0,477\text{s} < T_2 = 0,5\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T_c) = 0,59\text{s} > T_2 = 0,5\text{s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 2,02 \\ D_y = 1,81 \end{cases}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{Sx} = 1,3 \times 0,477 = 0,62\text{s}$$

$$T_{Sy} = 1,3 \times 0,59 = 0,76\text{s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = 1765,572\text{KN}$$

$$V_{sty} = 1582,022\text{KN}$$

4.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse du calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Form4-13)}$$

4.3.3. Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

4.5. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14.

4.5.1. Disposition des voiles de contreventement :

Vu l'irrégularité en plan et en élévation de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées. Celle qui a été adoptée est représentée sur la figure 4.1.

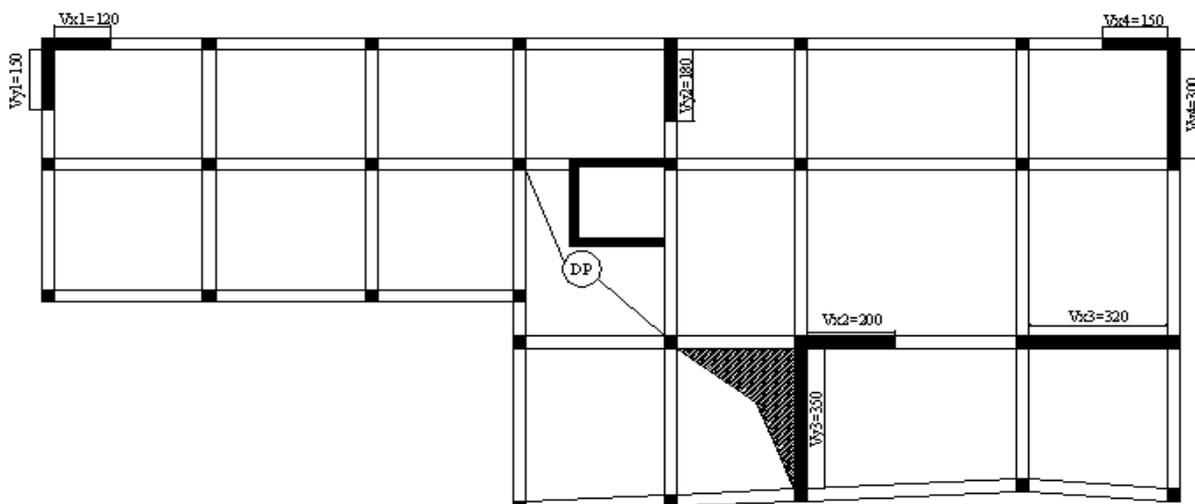


Fig.4.1 : Schéma de disposition des voiles.

4.5.2. Résultats et discussions:

a) Périodes de vibration et participation massique :

Tableau 4.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses :

Modes	Periode	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	sec	Ux	Uy	Ux	Uy
1	0.495013	0.52702	0.18387	52,702	18,387
2	0.47763	0.1971	0.49827	72,412	68,213
3	0.45721	0.000004353	0.01945	72,412	70,158
4	0.159552	0.10834	0.02506	83,246	72,664
5	0.15628	0.00176	0.00044	83,422	72,708
6	0.155661	0.00273	0.00097	83,695	72,805
7	0.155448	0.00129	0.00053	83,824	72,858
8	0.155075	0.000003845	0.000001091	83,824	72,858
9	0.154809	0.00088	0.00127	83,912	72,985
10	0.153577	0.04223	0.05786	88,134	78,771
11	0.123478	0.00044	0.09698	88,178	88,469
12	0.094169	0.00029	0.00042	88,208	88,511
13	0.088883	0.00032	0.00048	88,24	88,559
14	0.084334	0.000008276	6.724E-07	88,24	88,559
15	0.08403	0.0000286	0.00001787	88,243	88,561
16	0.08347	0.00012	0.00007285	88,255	88,568
17	0.083145	0.00014	0.00001158	88,269	88,569
18	0.082596	0.00099	0.00002582	88,368	88,572

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA sont presque vérifiées, mais reste quand même à noter qu'on a pu atteindre 88% à partir du 10^{ième} mode dans le sens X et 88% aussi dans le sens Y à partir du 11^{ième} mode, ceci est dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure.

b) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux 4.3 et 4.4 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales.

Etude dynamique

Tableau 4.3. Vérification sous charges horizontales :

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	375.241	300.238	1012.966	952.299	27.03	23.97	72.969	76.029
1er étage	648.202	489.292	682.369	709.443	48.716	40.817	51.283	59.182
2 ^{ème}	611.763	443.962	642.336	676.963	48.781	39.606	51.218	60.393
3 ^{ème}	654.662	460.297	472.378	541.707	58.086	45.937	41.913	54.062
4 ^{ème}	533.144	367.914	446.544	495.141	54.419	42.629	45.58	57.37
5 ^{ème}	544.724	344.644	279.322	369.095	66.103	48.287	33.896	51.712
6 ^{ème}	304.451	208.889	287.906	300.971	51.396	40.969	48.603	59.03
7 ^{ème}	255.795	190.104	111.324	140.429	69.676	57.514	30.323	42.485
8 ^{ème}	105.637	81.771	50.925	64.602	67.472	55.864	32.527	44.135

Tableau 4.4. Vérification sous charges verticales :

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	20750.237	6332.921	76.616	23.383
1er étage	16913.892	5504.158	75.447	24.552
2 ^{ème}	13851.517	5107.292	73.061	26.938
3 ^{ème}	11283.212	4330.365	72.265	27.734
4 ^{ème}	8575.742	3768.572	69.471	30.528
5 ^{ème}	6554.066	2914.947	69.215	30.784
6 ^{ème}	3893.851	2254.826	63.328	36.671
7 ^{ème}	1977.8	1333.415	59.73	40.269
8 ^{ème}	619.175	616.658	50.101	49.898

• Analyse des résultats :

Les différentes configurations de voiles étudiées n'ont pu vérifier les conditions du RPA99 simultanément, ceci est dû essentiellement à l'irrégularité du bâtiment en plan et en élévation (les plans différent d'un étage à un autre). Nous avons donc choisi la disposition des voiles de sorte à les faire travailler au maximum sous chargement sismique (d'ailleurs c'est leur rôle principal!).

Les résultats du tableau (tab.4. 3) montre que les voiles reprennent un pourcentage considérable de l'effort sismique et ceci dans les deux sens X et Y, sauf au 8^{ième} niveau dans le sens X où les voiles reprennent 30,32%, ceci revient au décrochement du 8^{ième} et 9^{ième} niveau comme le montre la figure.4.2.

Dans le (Tab 4.4) on remarque que l'interaction verticale n'est pas vérifiée, c'est-à-dire que les portiques reprennent un pourcentage moindre de 80% ceci est fortement dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure et avec toutes les dispositions essayées, hélas, nous n'avons pas pu aboutir à un meilleur résultat sous charges verticales. Néanmoins, notons que les portiques reprennent quand-même plus de 70% des charges dans la majorité des étages.

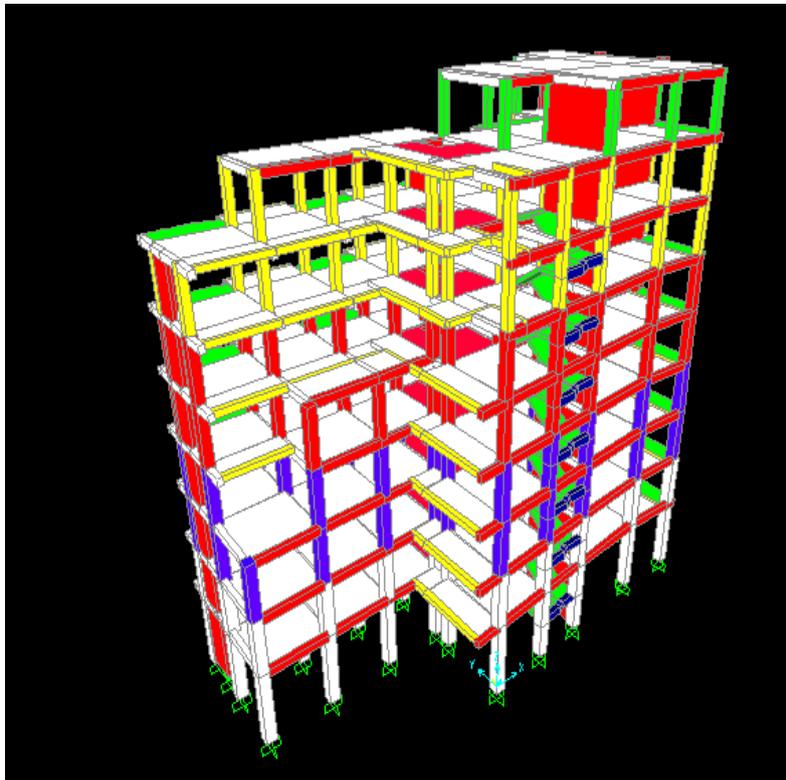


Fig.4.2 : Vue 3D de la structure étudiée.

c) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V _{dyn} (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} /V _{st}	Observation
Sens X-X'	1211,967	1765,57	0,68	Non vérifié
Sens Y-Y'	1153,088	1582,022	0,72	Non vérifié

On voit bien que V_{dyn} est inférieure à 80%V_{st}, ceci implique une majoration de tous les paramètres de réponse par un coefficient qui est égale à $0,8V_{st}/V_{dyn}$.

d) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau 4.6.

Tableau 4.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (m ²)	N _d (KN)	f _{c28} (Mpa)	v	Observation
RDC, 1er étage	60x60	0.36	1738.49	25	0.193	Vérifié
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	55x55	0.3025	868.74	25	0.114	Vérifié
4 ^{ème} , 5 ^{ème}	50x50	0.25	417.8	25	0.066	Vérifié
6 ^{ème} , 7 ^{ème}	45x40	0.18	179.61	25	0.039	Vérifié
8 ^{ème}	40x40	0.16	38.83	25	0.009	Vérifié

e) Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7. Vérification des déplacements dans le sens X-X' :

Niveau	Sens x-x						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	
1	0.0006	0.003	0	0.0030	3.91	0.08	Vérifiée
2	0.0013	0.0065	0.003	0.0035	2.89	0.12	Vérifiée
3	0.0022	0.011	0.0065	0.0045	2.89	0.16	Vérifiée
4	0.0031	0.0155	0.011	0.0045	2.89	0.16	Vérifiée
5	0.0041	0.0205	0.0155	0.0050	2.89	0.17	Vérifiée
6	0.005	0.025	0.0205	0.0045	2.89	0.16	Vérifiée
7	0.0059	0.0295	0.025	0.0045	2.89	0.16	Vérifiée
8	0.0067	0.0335	0.0295	0.0040	2.89	0.14	Vérifiée
9	0.0075	0.0375	0.0335	0.0040	2.89	0.14	Vérifiée

Tableau 4.8. Vérification des déplacements dans le sens Y-Y' :

Niveau	Sens y-y						Observation
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	
1	0.0005	0.0025	0	0.0025	3.91	0.06	Vérifiée
2	0.0011	0.0055	0.0025	0.0030	2.89	0.10	Vérifiée
3	0.0018	0.009	0.0055	0.0035	2.89	0.12	Vérifiée
4	0.0026	0.013	0.009	0.0040	2.89	0.14	Vérifiée
5	0.0036	0.018	0.013	0.0050	2.89	0.17	Vérifiée
6	0.0045	0.0225	0.018	0.0045	2.89	0.16	Vérifiée
7	0.0054	0.027	0.0225	0.0045	2.89	0.16	Vérifiée
8	0.0061	0.0305	0.027	0.0035	2.89	0.12	Vérifiée
9	0.0069	0.0345	0.0305	0.0040	2.89	0.14	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

f) Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA99 (5.9)]

Les effets du 2^{ième} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1".

h_k : hauteur de l'étage "k".

✓ Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \theta_k)$.

Etude dynamique

✓ Si $\Theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau 4.8.

Tableau 4.9. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens X-X' :

	Sens x-x					
Niveau	Δk (m)	P_k (Kn)	V_k (Kn)	h_k (m)	θ	Observation
1	0.0030	24042.852	1388.207	3.91	0.011	Vérifiée
2	0.0035	19893.129	1330.571	2.89	0.016	Vérifiée
3	0.0045	16825.14	1254.099	2.89	0.016	Vérifiée
4	0.0045	13872.15	1127.04	2.89	0.017	Vérifiée
5	0.0050	10986.984	979.688	2.89	0.016	Vérifiée
6	0.0045	8457.324	824.046	2.89	0.014	Vérifiée
7	0.0045	5532.014	592.357	2.89	0.011	Vérifiée
8	0.0040	3029.531	367.119	2.89	0.010	Vérifiée
9	0.0040	1158.539	156.562	2.89	0.009	Vérifiée

Tableau 4.10. Vérification de l'effet P- Δ dans le sens Y-Y' :

	Sens y-y					
Niveau	Δk (m)	P_k (Kn)	V_k (Kn)	h_k (m)	θ	Observation
1	0.0025	24042.852	1252.537	3.91	0.010	Vérifiée
2	0.0030	19893.129	1198.735	2.89	0.017	Vérifiée
3	0.0035	16825.14	1120.925	2.89	0.018	Vérifiée
4	0.0040	13872.15	1002.004	2.89	0.019	Vérifiée
5	0.0050	10986.984	863.055	2.89	0.018	Vérifiée
6	0.0045	8457.324	713.739	2.89	0.016	Vérifiée
7	0.0045	5532.014	509.86	2.89	0.015	Vérifiée
8	0.0035	3029.531	330.533	2.89	0.003	Vérifiée
9	0.0040	1158.539	146.373	2.89	0.018	Vérifiée

D'après les résultats obtenus dans le tableau 4.8, les effets P- Δ peuvent être négligés

Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu satisfaire, globalement, toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

CHAPITRE 5

5.1. Etude des poutres :

5.1.1 Introduction :

L'étude des poutres sera menée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables (donnés par le SAP2000) qui résultent des combinaisons du RPA99 (version 2003) et du BAEL91 qui sont :

1./ $1,35G+1,5Q$

2./ $G+Q$

3./ $G+Q+E$

4./ $G+Q-E$

5./ $0,8G+E$

6./ $0,8G-E$

Les poutres sont calculées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants. Il y a deux types de poutres à étudier :

- poutres principales (30×40)
- poutres secondaires (30×35)

5.1.2 Calcul du ferrailage :

- **Exemple de calcul :**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale du niveau RDC qui est sollicitée avec :

$$M_t = 55,93 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -77,69 \text{ KN.m}$$

- ✓ **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = 0,090 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,119 \Rightarrow Z = 0,361 \text{ m} \Rightarrow A_s = 4,44 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$

- ✓ **Armatures en appui:**

$$\mu_{bu} = 0,126 < \mu_l = 0,3916 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 0,169 \Rightarrow Z = 0,354 \text{ m} \Rightarrow A_s = 6,30 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_s = 2T14 + 3T12 = 6,47 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres :

Calcul des éléments structuraux

Tab.5.1 : Tableau de ferrailage des poutres principales et secondaires dans tous les niveaux.

Niveau	T. de poutre	Section	Localis	M (KN.m)	V (KN)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadpt (cm ²)	N bre de barres
RDC	Poutre principale	30x40	Appui	77,69	162,62	6,3	6	6,47	2T14+3T12
			Travée	55,93		4,79		6,03	3T16
	Poutre secondaire	30x35	Appui	59,8	65,12	5,59	5,25	5,65	5T12
			Travée	51,798		4,44		5,65	5T12
1	Poutre principale	30x40	Appui	90,87	102,178	7,81	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	92,31		7,47		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	81,103	94,3	7,6	5,25	8,01	3T14+3T12
			Travée	56,0308		5,21		5,65	5T12
2	Poutre principale	30x40	Appui	90,41	94,43	7,86	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	90,53		7,43		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	81,54	102,86	7,44	5,25	8,01	3T14+3T12
			Travée	55,11		5,12		5,65	5T12
3	Poutre principale	30x40	Appui	89,98	103,47	8	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	92,85		7,39		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	82,82	94,54	7,65	5,25	8,01	3T14+3T12
			Travée	55,85		5,19		5,65	5T12
4	Poutre principale	30x40	Appui	89,24	104,1	8,16	6	9,42	3T16+3T12
			Travée	92,87		7,32		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	84,27	94,7	7,65	5,25	8,01	3T14+3T12
			Travée	48,48		4,46		5,65	5T12
5	Poutre principale	30x40	Appui	88,24	104,87	8,36	6	9,42	3T16+3T12
			Travée	93,31		7,23		8,01	3T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	86,15	94,93	7,69	5,25	8,01	3T14+3T12
			Travée	43,13		3,94		5,65	5T12
6	Poutre principale	30x40	Appui	83,97	104,17	8,07	6	9,42	3T16+3T12
			Travée	79,41		5,85		6,47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	83,51	69,57	6,45	5,25	6,47	2T14+3T12
			Travée	37,52		3,41		5,65	5T12
7	Poutre principale	30x40	Appui	80,31	98,85	7,73	6	8,01	3T14+3T12
			Travée	76,03		6,15		6,88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	79,36	54,77	6,44	5,25	6,88	3T14+2T12
			Travée	34,87		3,15		5,65	5T12
8	Poutre principale	30x40	Appui	91,01	105,61	8,9	6	9,42	3T16+3T12
			Travée	39,96		2,59		6,47	2T14+3T12
	Poutre secondaire	30x35	Appui	43,29	36,68	3,39	5,25	5,65	5T12
			Travée	33,34		3,64		5,65	5T12

5.1.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\% \text{ b.h} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \text{ b.h} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

- **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40 \times \emptyset$ en zone IIa

$\emptyset = 16 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

5.1.4. Les armatures transversales :

a). Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales et secondaires est donné par :

$$\emptyset \leq \min (\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) = \min (1,2 ; 40/35 ; 30/10)$$

$$\Rightarrow \emptyset \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } \emptyset = 8 \text{ mm}$$

Donc on opte pour $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de T8 pour toutes les poutres

b). Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements seront calculés directement selon les recommandations du **RPA 99 Art (7.5.2.2)**

✓ **Zone nodale :** $S_t \leq \min (h/4 ; 12.\emptyset_1) = \min (10 \text{ cm} ; 14,4 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$

✓ **Zone courante :** $S_t \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul des éléments structuraux

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t^{min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérfiée})$$

5.1.5. Vérification à l'ELU :

a). Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times 2,1 / 400 = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b). Contrainte tangentielle maximale :

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{V}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1333 \cdot f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ (Mpa)	τadm (Mpa)	Observation
Principales	162,62	1,42	3,33	Vérfié
secondaires	102,86	1,03	3,33	Vérfié

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

5.1.6. Vérification à l'ELS :

a). Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s \cdot y - 15 d \cdot A_s = 0 \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{3} y^3 + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Calcul des éléments structuraux

Tableau 5.3 .Vérification de l'état limite de compression du béton :

Poutres	Localisation	Mser(KN.m)	I (cm4)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	Observation
Principales	Appui	67,28	108471,16	14,78	9,16	15	Vérifiée
	Travée	65,76	96640,51	13,89	9,45	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	66,52	69995,71	12,73	12,09	15	Vérifiée
	Travée	29,18	54323,14	11,11	5,96	15	Vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10.M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

Tableau 5.4.Vérification de la flèche pour les poutres :

	ht (cm)	b (cm)	L (m)	As (cm2)	ht/L	Mt/(10.M0)	As/(b0.d)	4,2/fe	ht/L>1/16	ht/L>Mt/(10.M0)	As/(b0.d)≤4,2/fe
PP	40	30	5,1	8,01	0,074	0,299	0,007	0,01	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4,45	5,65	0,078	0,236	0,0057	0,01	Vérifiée	Non vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche est nécessaire.

Tab.5.5 : Evaluation de la flèche dans le sens principal.

L (m)	As (cm2)	Mjsr (KN.m)	Mgsr (KN.m)	Mpsr (KN.m)	Y (cm)	I (cm4)
5,1	8,01	19,01	27,4	32,28	13,89	96640,51
σ_j (Mpa)	σ_g (Mpa)	σ_p (Mpa)	I0 (cm4)	Ifji (cm4)	Ifgi (cm4)	Ifpi (cm4)
71,13	102,53	120,78	195284,52	164860,3	120681,44	108109,19
Ifgv (cm4)	fji (mm)	fgi (mm)	fpi (mm)	fgv (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)
163729,39	0,93	1,83	2,45	4,78	4,47	10,2

5.1.7. Schéma de ferrailage des Poutres :

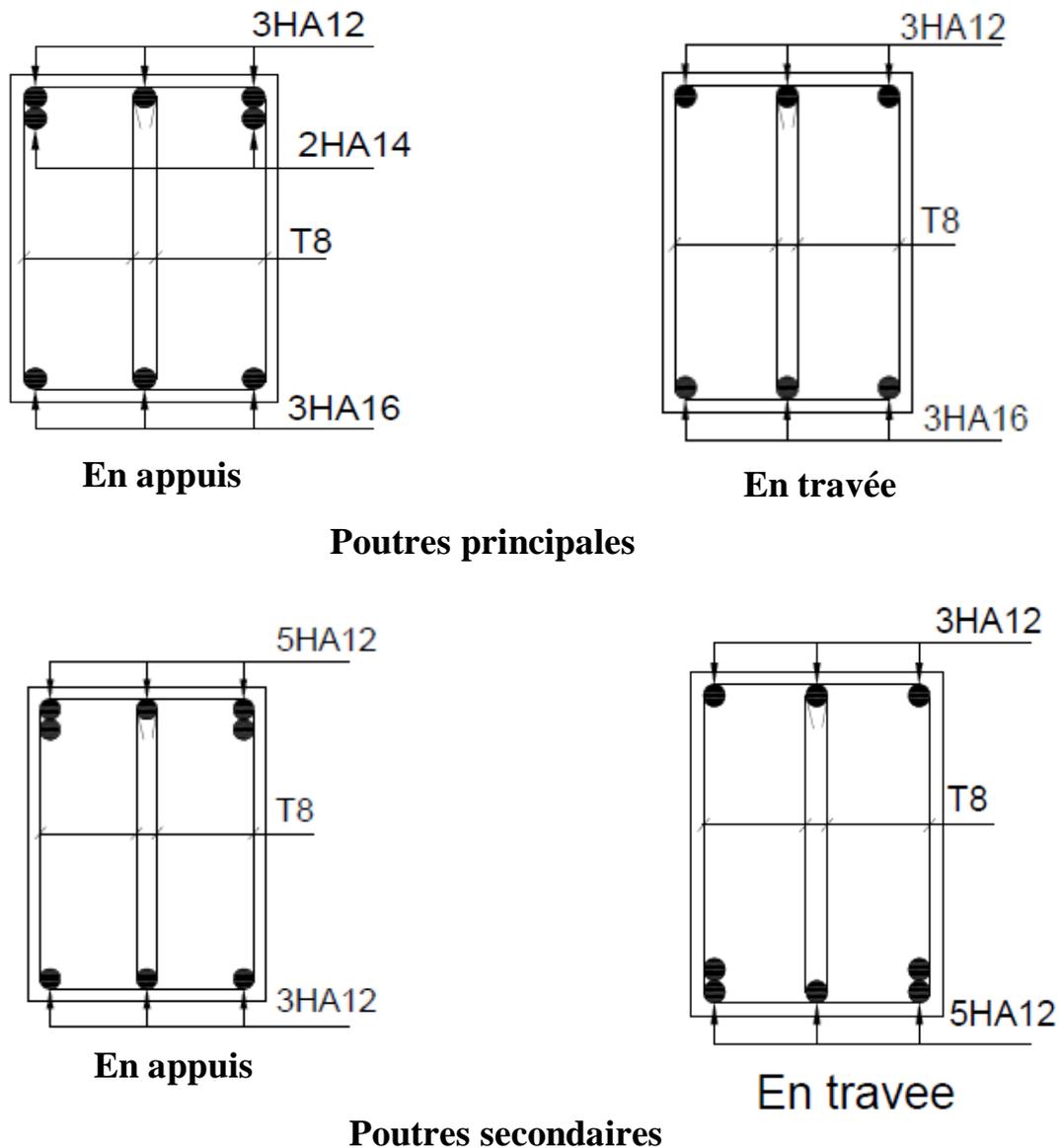


Fig.5.1 : Exemple de ferrailage des Poutres principales et secondaires du RDC.

5.2. Etude des poteaux :

5.2.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$

Calcul des éléments structuraux

3). $G+Q+E$

4). $G+Q-E$

5). $0.8G+E$

6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

5.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 5.6.Sollicitations dans les poteaux :

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
RDC, 1er étage	1738,049	41,091	55,936	843,635	525,301	30,52
2ième, 3ième	1049,69	12,23	78,54	175,61	115,395	48,837
4ième, 5ième	704,578	13,03	75,803	67,405	60,61	20,87
6ième, 7ième	400,213	11,46	46,44	91,064	17,45	8,86
8ième	120,898	14,3	40,108	10,064	9,204	8,98

5.2.3 Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

– $N_{\max} = 1738,049 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 41,091 \text{ KN.m} (G+Q+E)$

– $M_{\max} = 55,936 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 843,635 \text{ KN} (G+Q+E)$

– $N_{\min} = 525,301 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 30,52 \text{ KN.m} (0.8G+E)$

Calcul des éléments structuraux

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$$d = 55\text{m}; d' = 0.05\text{m}.$$

$$N = 1738,049 \text{ KN (de compression)}$$

$$M = 41,091 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = M/N = 0.0236\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.60/2 = 0.300\text{m} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots\dots\dots (1).$$

$$(a) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1,07\text{MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - h/2) = 0,4756\text{MN.m}$$

$$(b) = N \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,39342\text{MN.m}$$

$\Rightarrow (1)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\begin{aligned} \mu_{bu} &= 0,141 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha &= 0,191 \Rightarrow Z = 0,507\text{m} \Rightarrow A = 26,91\text{cm}^2 \\ A_s &= A - \frac{N}{f_{st}} = -23,02\text{cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0 \end{aligned}$$

B). Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$N = 843,635 \text{ KN} \rightarrow M = 55,936 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.066 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m}.$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,2668\text{MKN.m}.$$

$$(a) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1,07\text{MN.m}$$

$$(b) = N \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,1549\text{MN.m}$$

$\Rightarrow (1)$ n'est pas vérifiée.

Calcul des éléments structuraux

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,079 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,103 \Rightarrow Z = 0,527m \Rightarrow A = 14,54cm^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -9,69 \times 10^{-4}m^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

C).Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N = 525,301 \text{ KN} \rightarrow M = 30,52 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = 0.058 \text{ m} < (h/2) = 0.30 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,16184 \text{ MN.m.}$$

$$(a) = (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1,07 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,1008 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,048 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,0618 \Rightarrow Z = 0,536m \Rightarrow A = 8,67cm^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -6,42 \times 10^{-4}m^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5.7.Ferraillage des poteaux :

Niveau	Sections	A' (cm ²)	As (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Nombre de barres
RDC, 1er étage	60x60	0	0	28,8	31,96	4HA25+8HA14
2ième, 3ième	55x55	0	0	24,2	24,88	4HA20+8HA14
4ième, 5ième	50x50	0	2,76	20	20,36	4HA16+8HA14
6ième, 7ième	45x40	0	2,89	14,4	15,2	4HA14+8HA12
8ième	40x40	0	2,42	12,8	13,56	12HA12

Calcul des éléments structuraux

5.2.4. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 5.8 : Calcul des armatures transversales :

Sections (cm ²)	Øl-min (cm)	Vd (KN)	λ	lr (cm)	t' Zone nodal	t' zone courante	At (cm ²)	Amin (cm ²)	At adop (cm ²)	nombre de barres
60x60	1,4	83,536	4,561	56	10	15	1,95	2,39	3,01	6T8
55x55	1,4	86,425	5,25	56	10	15	1,473	2,328	3,01	6T8
50x50	1,4	78,577	5,78	56	10	15	1,473	2,113	3,01	6T8
45x40	1,2	54,717	6,42	48	10	15	1,139	1,7385	3,01	6T8
40x40	1,2	26,259	7,225	48	10	15	0,615	1,785	3,01	6T8

5.2.5 .Vérifications :

a). Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art A.4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

- B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

- α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } 50 < \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha / 1.10$.

L'élancement mécanique est donné par :

Calcul des éléments structuraux

$$\left\{ \begin{array}{l} 3,46 \frac{lf}{b} \dots \dots \dots \text{sections rectangulaires} \\ \frac{4lf}{D} \dots \dots \dots \text{sections circulaires} \end{array} \right.$$

lf= longueur de flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le même exemple qu'on a pris pour le calcul du ferrailage.

$$Nd=1738,049\text{KN}$$

$$lf= 2,737\text{m} \rightarrow \lambda =15,78 \rightarrow \alpha =0,816$$

$$Br=0,3481\text{m}^2$$

$$Nu=6120\text{KN}$$

Tableau 5.9.Vérification du flambement pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm2)	l0 (cm)	lf (cm)	λ	α	As (cm2)	Br (m2)	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
RDC, 1er étage	60x60	391	273,7	15,78	0,816	31,96	0,3481	6,16	1,738049	Vérifiée
2ième, 3ième	55x55	289	289	18,18	0,806	24,88	0,2916	5,05	1,04969	Vérifiée
4ième, 5ième	50x50	289	289	19,99	0,797	20,36	0,2401	4,1	0,704578	Vérifiée
6ième, 7ième	45x40	289	289	24,99	0,7714	15,2	0,1716	2,85	0,400213	Vérifiée
8ième	40x40	289	289	24,99	0,714	13,56	0,1521	2,34	0,120898	Vérifiée

b).Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc\ 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \cdot V}{I_{yy'}}$$

$$\sigma_{bc\ 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \cdot V'}{I_{yy'}}$$

$$S=bxh+15(A+A') \text{ (section homogène)}$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{1}{S} \cdot \left[\frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A' d' + Ad) \right] \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Calcul des éléments structuraux

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.10. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux :

Niveau	RDC, 1er étage	2ième, 3ième	4ième, 5ième	6ième, 7ième	8ième
Sections (cm2)	60x60	55x55	50x50	45x40	40x40
d (cm)	55	50	45	40	35
A' (cm2)	31,96	24,88	20,36	15,2	13,56
A (cm2)	31,96	24,88	20,36	15,2	13,56
V (cm)	30	27,5	25	22,5	20
V' (cm)	30	27,5	25	22,5	20
Iyy' (m4)	0,016792	0,011404	0,007651	0,004434	0,003048
Nser (MN)	1,06434	0,76545	0,51389	0,292085	0,08886
Mser (MN.m)	0,03619	0,03816	0,04051	0,02386	0,02577
MG_ser (MN.m)	0,03619	0,03816	0,04051	0,02386	0,02577
σ_{bc1} (MPa)	2,98	2,94	2,97	2,5	2,13
σ_{bc2} (MPa)	1,68	1,1	0,32	0,08	0,06
σ_{adm} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c).Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le RPA99 version 2003 **article 7.4.3.2**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad ; \quad \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \cdot d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux :

Niveau	Sections (cm2)	lf (cm)	λ	ρ_d	d (cm)	Vd (KN)	τ_{bu} (Mpa)	τ_{adm} (Mpa)	Observation
RDC, 1er étage	60x60	273,7	15,78	0,075	55	83,536	0,253	1,875	Vérifiée
2ième, 3ième	55x55	289	18,18	0,075	50	86,425	0,314	1,875	Vérifiée
4ième, 5ième	50x50	289	20	0,075	45	78,577	0,349	1,875	Vérifiée
6ième, 7ième	45x40	289	22,22	0,075	40	54,717	0,341	1,875	Vérifiée
8ième	40x40	289	25	0,075	35	26,259	0,1875	1,875	Vérifiée

d). Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

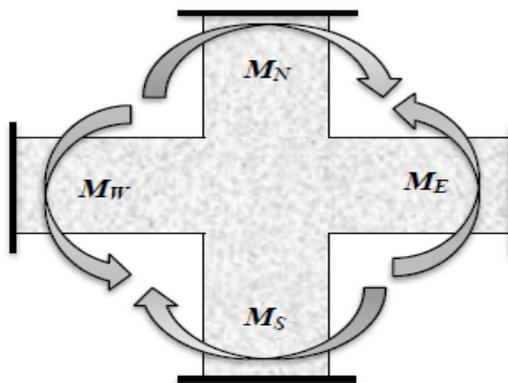


Fig.5.2 : Schéma de la zone nodale.

d-1). Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d'armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \cdot A_s \cdot \sigma_s$$

Avec : $z = 0,9 \cdot h$ et $\sigma_s = f_s / \gamma_s$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 5.12. Les moments résistants dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	MR (KN.m)
RDC, 1er étage	60x60	54	31,96	600,59
2ième, 3ième	55x55	49,5	24,88	428,58
4ième, 5ième	50x50	45	20,36	318,83
6ième, 7ième	45x40	40,5	15,2	214,22
8ième	40x40	36	13,56	169,87

Calcul des éléments structuraux

d-2). Détermination des moments résistants dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.14). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

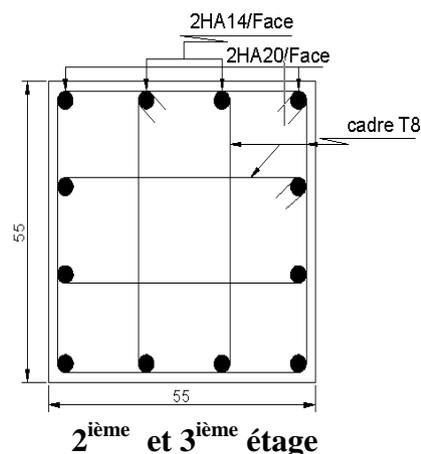
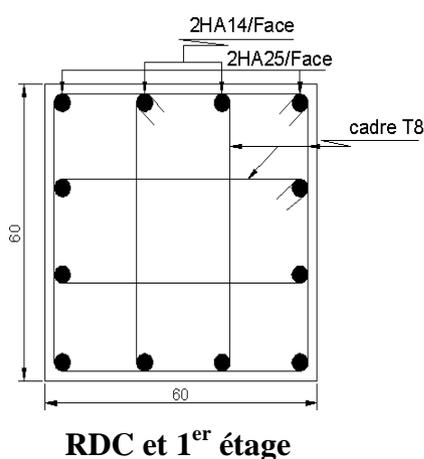
Tableau 5.13. Vérification de la zone nodale :

Niveau	Mn	Ms	Mn+Ms	Mw	Me	1,25(Mw+Me)	Observation
RDC	600,59	600,59	1201,18	81,05	81,05	202,625	vérifiée
1er étage	600,59	600,59	1201,18	100,34	100,34	250,85	vérifiée
2ième	428,58	600,59	1029,17	100,34	100,34	250,85	vérifiée
3ième	428,58	428,58	857,16	100,34	100,34	250,85	vérifiée
4ième	318,83	428,58	747,41	118,01	118,01	295,025	vérifiée
5ième	318,83	318,83	637,66	118,01	118,01	295,025	vérifiée
6ième	214,22	318,83	533,05	118,01	118,01	295,025	vérifiée
7ième	214,22	214,22	428,44	100,34	100,34	250,85	vérifiée
8ième	169,87	214,22	384,09	118,01	118,01	295,025	vérifiée

- **Conclusion :**

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

- **Schémas de ferrailage :**



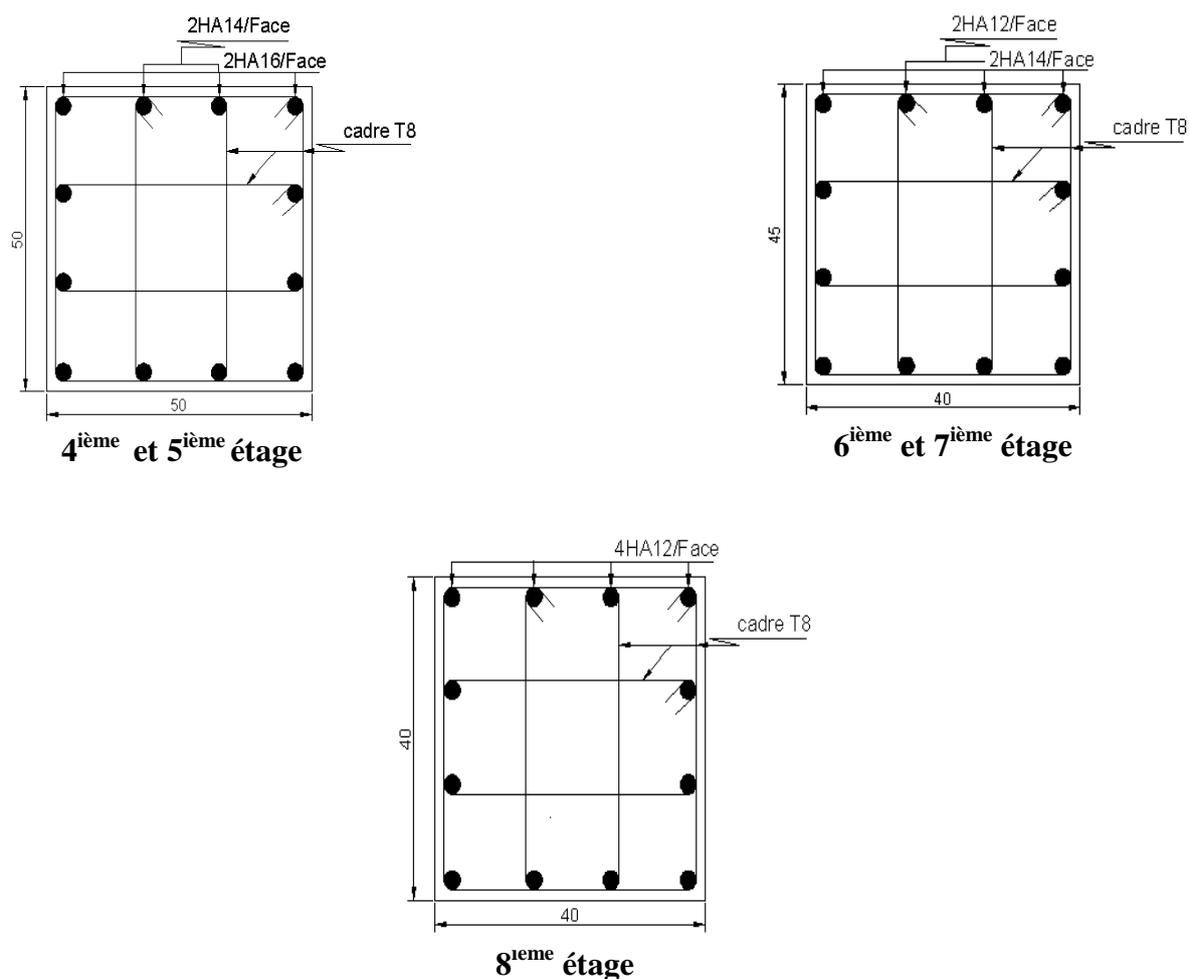


Fig.5.3 : Schémas de ferrailage des Poteaux.

5.3. Étude des voiles :

5.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

Calcul des éléments structuraux

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

5.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.14: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à $x-x'$.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		Vd (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC, 1er étage	$V_{x2}, (1,2)$	1207,956	644,4968	644,4968	1207,956	-24,987	639,4746	209,001
2ième, 3ième	$V_{x2}, (2,3)$	752,504	212,7715	212,7715	752,504	177,435	189,2483	104,804
4ième, 5ième	$V_{x2}, (4,5)$	540,525	15,8106	149,6484	470,672	199,251	128,2877	96,937
6ième, 7ième et 8ième	$V_{x2}, (6,7,8)$	311,105	18,1632	104,2153	283,235	104,821	79,2282	83,279

5.3.3 Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à $x-x'$ et les autres seront résumés dans un tableau.

A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

1). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$l = 2,00 \text{ m}, d = 1,95 \text{ m}, e = 0,20 \text{ m}.$$

$$N_{max} = 1207,956 \text{ KN (compression)}, M_{cor} = 644,4968 \text{ KN.m. (Combinaison } G+Q+E_x).$$

$$e_G = M/N = 0,53 \text{ m} < l/2 = 1 \text{ m} \Rightarrow \text{(le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (2)$$

$$(a) = (0,337 \cdot l - 0,81 \cdot d') \cdot e \cdot l \cdot f_{bu} = 4,68 \text{ MN.m}$$

$$M_{UA} = M + N \cdot (d - l/2) = 1,792 \text{ MN.m}$$

$$(b) = N \cdot (d - d') - M_{UA} = 0,503 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow (2) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

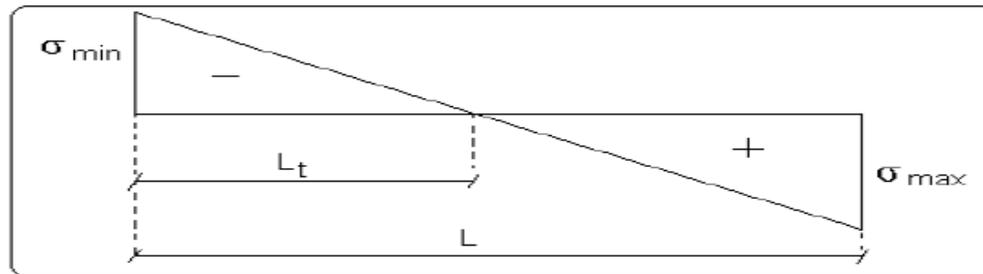
Calcul des éléments structuraux

$$\mu_{bu} = 0,127 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,171 \Rightarrow Z = 1,81m \Rightarrow A = 28,34cm^2$$

$$A_s = A - \frac{N}{f_{st}} = -6,36cm^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :



$$L_t = \frac{\sigma_{max} \cdot L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{1207,956}{0,4} + \frac{644,4968}{0,13333} \times 1 = 7,85MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{1207,956}{0,4} - \frac{644,4968}{0,13333} \times 1 = -1,81MPa$$

$$L_t = \frac{7,85 \cdot 2}{1,81 + 7,85} = 1,62m$$

2). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 209,001KN$$

$$\frac{A_h}{e \cdot S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \cdot f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V_d}{e \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 209,001 \cdot 10^{-3}}{0,2 \cdot 1,95} = 0,750MPa$$

$$\text{Soit } S_h = 20cm \Rightarrow A_h = 0,937cm^2$$

Calcul des éléments structuraux

B). Calcul sous N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = -24,987 \text{KN (Traction)} \rightarrow M_{cor} = 639,4746 \text{KN (Combinaison G+Q+E}_x\text{)}.$$

- **Armatures verticales :**

$$e_G = 25,59 \text{m} > (l/2) = 1 \text{m}.$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée.

$$M_{UA} = M + N \times (d - h/2) = 0,615 \text{MN} \cdot \text{m}.$$

$$M_{UA} = 0,615 \text{KN} \cdot \text{m} \rightarrow \mu_{bu} = 0,0437 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{cm}^2.$$

$$\alpha = 0,055 \rightarrow z = 1,90 \text{m} \rightarrow A_l = 9,27 \text{cm}^2 \rightarrow A_s = 9,98 \text{cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{max} = 4,73 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_{min} = -4,85 \text{MPa}$$

$$L_t = 0,98 \text{m}$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile Vx2, (1,2)

$$A_{V(ZT)} = 9,98 \text{cm}^2.$$

$$A_H \geq 0,937 \text{cm}^2.$$

- **Vérifications:**

$$A_{min}(ZT) = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 98 = 3,92 \text{cm}^2. \text{ (Amin en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min}(BAEL) = 0,23 \times d \times e \times f_t / f_e = 0,23 \times 195 \times 20 \times 2,1 / 400 = 4,709 \text{cm}^2. \text{ (Amin dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min}(ZC) = 0,1\% \times e \times (L - 2L_t) = 0,1\% \times 20 \times (200 - 2 \times 98) = 0,08 \text{cm}^2. \text{ (Amin en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min}(ZG) = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 200 = 6 \text{cm}^2. \text{ (Amin en zone globale du voile par le RPA).}$$

Calcul des éléments structuraux

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_v (ZT) = 9,98 \text{ cm}^2$.

On opte pour : $4\text{HA}12+8\text{HA}10=10,84 \text{ cm}^2$ (Schéma ferrailage fig. 5.4)

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales du voile V_{x2} dans les autres niveaux :

Tableau 5.15. Ferrailage du voile V_{x2} //X-X' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 2,00	0.20 x 2	0.20 x 2	0.20 x 2
M(KN.m)	639,4746	21,277	15,81	18,163
N(KN)	-24,987	751,282	540,522	311,105
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	209,001	125,318	96,937	83,279
t (MPa)	0,75	0,503	0,377	0,324
tadm =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	0,98	0	0	0
$A_v_{ZT}(\text{cal})$ (cm2)	9,98	/	/	/
$A_v_{ZT}(\text{min})$ (cm2)	3,92	/	/	/
$A_v_{ZT}(\text{adop})$ (cm2)	10,84	/	/	/
$A_v_{ZC}(\text{cal})$ (cm2)	/	9,52	7,053	4,229
$A_v_{ZC}(\text{min})$ (cm2)	0,08	4	4	4
$A_v_{ZC}(\text{adop})$ (cm2)	1,58	10,84	9,48	6,02
$A_v_{ZG}(\text{min})$ (cm2)	6	6	6	6
Nbre de barre en ZT	4HA12+8HA10	/	/	/
St (cm)	20	/	/	/
Nbre de barre en ZC	2HA10	4HA12+8HA10	12HA10	12HA8
St (cm)	/	20	20	20
$A_h(\text{cal})$ (cm 2)	0,937	0,63	0,41	0,21
$A_h(\text{adop})$ (cm2)	1,01	1,01	1,01	1,01
Nbre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Calcul des éléments structuraux

Tableau 5.16.Ferrailage du voile Vx1 //X-X' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0,2 x 1,2	0,2 x 1,2	0,2 x 1,2	0,2 x 1,2
M(KN.m)	231,2016	79,5031	51,0552	120,0911
N(KN)	0,46	58,96	26,155	100,587
section	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	99,984	75,306	73,399	90,224
τ (MPa)	0,648	0,488	0,476	0,585
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	0,52	0,51	0,52	0,52
Av_ZT(cal) (cm2)	5,579	2,23	1,85	1,72
Av_ZT(min) (cm2)	2,08	2,04	2,08	2,08
Av_ZT(adop) (cm2)	7	4,59	4,02	4,02
Av_ZC(cal) (cm2)	/	/	/	/
Av_ZC(min) (cm2)	0,32	0,36	0,32	0,32
Av_ZC(adop) (cm2)	1,01	1,01	1,01	1,01
Av_ZG(min) (cm2)	3,6	3,6	3,6	3,6
Nbre de barre en ZT	2HA12+6HA10	2HA10+6HA8	8HA8	8HA8
St (cm)	20	20	20	20
Nbre de barre en ZC	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20
Ah(cal) (cm 2)	0,937	0,63	0,41	0,21
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1,01	1,01
Nbre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.17.Ferrailage du voile Vx3 //X-X' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 3.20	0.2 x 3.20	0.2 x 3.20	0.2 x 3.20
M(KN.m)	152,297	51,857	27,003	36,261
N(KN)	2209,706	1813,624	1365,807	876,102
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	584,58	425,168	263,256	172,935
τ (MPa)	1,421	1,033	0,64	0,92
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Av_ZC(cal) (cm2)	29,406	23,278	17,389	11,376
Av_ZC(min) (cm2)	6,4	6,4	6,4	6,4
Av_ZC(adop) (cm2)	34,32	31,6	22,38	20,08
Av_ZG(min) (cm2)	9,6	9,6	9,6	9,6
Nbre /par face	4HA12+16HA10	20HA10	4HA10+16HA8	20HA8
St (cm)	20	20	20	20
Ah(cal) (cm 2)	1,78	1,29	0,8	0,53
Ah(adop) (cm2)	2,26	1,58	1,01	1,01
Nbre /par Plan	2HA12	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Calcul des éléments structuraux

Tableau 5.18.Ferrailage du voile Vx4 //X-X' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 1.50	0.2 x 1.50	0.2 x 1.50	0.2 x 1.50
M(KN.m)	368,364	36,843	56,398	25,28
N(KN)	-172,36	316,92	284,423	204,203
section	Partialement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	139,294	91,145	83,26	60,344
τ (MPa)	0,722	0,473	0,432	0,313
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	0,662	0	0	0
Av_ZT(cal) (cm2)	9,054	/	/	/
Av_ZT(min) (cm2)	4,5	/	/	/
Av_ZT(adop) (cm2)	9,26	/	/	/
Av_ZC(cal) (cm2)	/	5,615	4,965	3,185
Av_ZC(min) (cm2)	0,352	3	3	3
Av_ZC(adop) (cm2)	1,58	11,04	11,04	11,04
Av_ZG(min) (cm2)	6	4,5	4,5	4,5
Nbre de barre en ZT	4HA12+6HA10	/	/	/
St (cm)	25	/	/	/
Nbre de barre en ZC	2HA10	22HA8	22HA8	22HA8
St (cm)	20	20	20	20
Ah(cal) (cm 2)	0,9	0,59	0,54	0,39
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1,01	1,01
Nbre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.19.Ferrailage du voile Vy1 //Y-Y' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 1,50	0.20 x 1,50	0.20 x 1,50	0.20 x 1,50
M(KN.m)	500,624	61,101	74,747	28,507
N(KN)	29,266	375,363	55,613	-2,209
section	Partiellement comprimée	Entièrement comprimée	Partiellement comprimée	Partiellement comprimée
V (KN)	214,376	111,806	94,263	56,171
τ (MPa)	1,112	0,58	0,489	0,291
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Lt (m)	0,7	0	0,69	0,71
Av_ZT(cal) (cm2)	9,202	/	0,72	0,572
Av_ZT(min) (cm2)	2,8	/	2,76	2,84
Av_ZT(adop) (cm2)	9,26	/	5,02	5,02
Av_ZC(cal) (cm2)	/	2,23	/	/
Av_ZC(min) (cm2)	0,2	3	0,24	0,16
Av_ZC(adop) (cm2)	1,01	4,74	1,01	1,01
Av_ZG(min) (cm2)	4,5	4,5	4,5	4,5
Nbre de barre en ZT	4HA12+6HA10	/	10HA8	10HA8
St (cm)	20	/	20	20
Nbre de barre en ZC	2HA8	22HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20
Ah(cal) (cm 2)	0,937	0,63	0,41	0,21
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1,01	1,01
Nbre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Calcul des éléments structuraux

Tableau 5.20. Ferrailage du voile Vy2 //Y-Y' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 1,80	0.2 x 1,80	0.2 x 1,80	0.2 x 1,80
M(KN.m)	26,561	11,0034	7,324	9,6703
N(KN)	1017,671	805,496	572,048	277,783
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	146,741	80,737	70,093	61,366
τ (MPa)	0,634	0,349	0,303	0,265
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Av_ZC(cal) (cm2)	15,265	11,81	8,399	4,225
Av_ZC(min) (cm2)	3,6	3,6	3,6	3,6
Av_ZC(adop) (cm2)	15,5	14,35	12,05	12,05
Av_ZG(min) (cm2)	5,4	5,4	5,4	5,4
N bre /par face	6HA10+6HA8	4HA10+8HA8	12HA8	12HA8
St (cm)	20	20	20	20
Ah(cal) (cm 2)	0,79	0,44	0,38	0,33
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.21. Ferrailage du voile Vy3 //Y-Y' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 3,80	0.2 x 3,80	0.2 x 3,80	0.2 x 3,80
M(KN.m)	65,115	141,637	160,94	182,937
N(KN)	2022,559	1649,704	1241,445	794,867
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	478,16	445,484	317,51	223,385
τ (MPa)	0,979	0,912	0,65	0,457
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Av_ZC(cal) (cm2)	29,813	25,322	19,672	13,502
Av_ZC(min) (cm2)	7,6	7,6	7,6	7,6
Av_ZC(adop) (cm2)	29,86	29,86	24,1	24,1
Av_ZG(min) (cm2)	11,4	11,4	11,4	11,4
N bre /par face	10HA10+14HA8	10HA10+14HA8	24HA8	24HA8
St (cm)	25	25	25	25
Ah(cal) (cm 2)	1,22	1,14	0,81	0,57
Ah(adop) (cm2)	1,58	1,58	1.01	1.01
N bre /par Plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

Calcul des éléments structuraux

Tableau 5.22. Ferrailage du voile Vy4 //Y-Y' :

Niveau	RDC et 1er étage	2 et 3ième étage	4 et 5ième étage	6, 7ième et 8ème étage
Section (m2)	0.2 x 3	0.2 x 3	0.2 x 3	0.2 x 3
M(KN.m)	171,967	143,035	81,785	16,721
N(KN)	1109,04	914,905	691,453	455,354
section	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
V (KN)	213,456	161,673	109,369	102,509
τ (MPa)	0,553	0,419	0,284	0,266
$\tau_{adm} = 0.2f_c/28$ (MPa)	5	5	5	5
Av_ZC(cal) (cm2)	18,414	15,208	11,115	6,786
Av_ZC(min) (cm2)	6	6	6	6
Av_ZC(adop) (cm2)	21,38	16,02	19,08	19HA8
Av_ZG(min) (cm2)	9	9	9	9
N bre /par face	4HA10+15HA8	4HA10+15HA8	19HA8	19HA8
St (cm)	25	25	25	25
Ah(cal) (cm2)	0,69	0,52	0,35	0,33
Ah(adop) (cm2)	1,01	1,01	1,01	1,01
N bre /par Plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
St (cm)	20	20	20	20

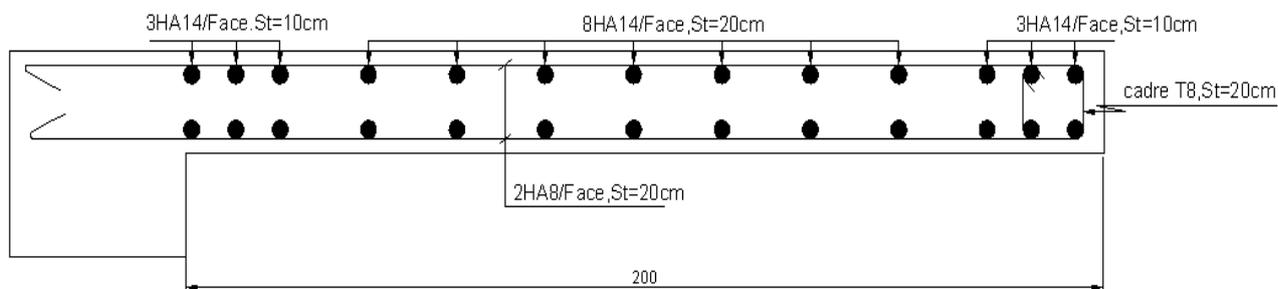


Fig.5.4 : Exemple de ferrailage des voiles -voile Vx2 // X-X'-

CHAPITRE 6

6.1. Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour rôle le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux, fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.2. Choix du type des fondations :

Plusieurs types de fondations existent, et le choix du type à adopter se fait en tenant compte des conditions suivantes :

- Capacité portante du sol d'assise.
- Charges transmises de la superstructure au sol.
- Distances entre les différents points d'appuis.
- La profondeur du bon sol.

Cependant une vérification dans l'ordre suivant est requise : les semelles isolées, les semelles filantes et enfin le radier général et on opte pour le choix qui convient.

6.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 version 2003** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

6.4. Etude des fondations :

• Le choix de fondation :

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 1.5 bar pour une profondeur au moins de -3.00 m par rapport à la côte du terrain naturel.

Soit la surface des fondations :

$$S_{cal} \geq \frac{Nd}{\sigma_{sol}} = \frac{37469.6}{0.15} = 249.797m^2$$

Donc la surface des fondations est $249,79m^2$

Avec : Nd étant l'effort normal sollicitant ramené par la superstructure.

Etude de l'infrastructure

La surface totale du bâtiment est : $241,8\text{m}^2$

On voit bien que $S_{\text{cal}}=1,033\% S_{\text{bat}}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général avec débord.

Dans un premier temps nous avons opté pour un débord de **0,4m**

On a le périmètre de la structure : $75,33\text{m}$

Donc la surface totale du radier est de : $241,79 + (75,33 \cdot 0,4) = 271,92 \text{ m}^2$

La surface totale adoptée du radier est 280m^2

- **Radier général :**

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

- **A –Dimensionnement :**

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_n : hauteur des nervures.

h_d : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$L_{\text{max}} = 5.10\text{m}$

- **La nervure :**

On a : $h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{510}{10} = 51\text{cm}$

- **La dalle :**

On a : $h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} = \frac{510}{20} = 25.5\text{cm}$

- **Condition de rigidité :**

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\text{max}}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}}$$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$.

b: la largeur de la semelle.

On a:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot L_{\max}^4 \cdot K}{E \cdot \pi^4}} \geq 0.74 \text{ cm}$$

Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 0,07 f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots(I)$$

$$V_d = \frac{N_d \cdot L_{\max}}{2 \cdot S_{\text{rad}}} \cdot 1 \text{ m}$$

N_d : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable.

Sur ce on a $V_d = 298.59 \text{ KN}$

Donc depuis (I) on tire $d \geq 0.25 \text{ cm}$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_n = 80 \text{ cm pour les nervures du radier.} \\ h_d = 40 \text{ cm pour la dalle du radier} \end{array} \right.$$

B - Les vérifications :

B-1- Vérification au poinçonnement :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) alors le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, propose de vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Etude de l'infrastructure

$$.Nu \leq 0,045 * U_c * h_n * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Nu: effort normal sur le poteau le plus sollicité.

hn: hauteur de la nervure.

Uc: périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau carré 60*60 avec Nu=1738.05KN, le périmètre d'impact Uc est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = a+h = 0.6+0.8=1.4 \\ B = b+h = 0.6+0.8=1.4 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A+B) = 5.6m$$

$$\Rightarrow Nu = 1.738MN < 3.36MN \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

B-2-Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 17403,64m^4 \text{ et } X_G = 4.12 \text{ m.}$$

$$I_y = 8980,94m^4 \text{ et } Y_G = 6.03m.$$

$$M_x = 259473.08.m, M_y = 152563.883KN.m.$$

$$N = 37469,6 \text{ KN}$$

N: L'effort normal du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments à la base.

- **Sens X-X:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{37.469}{280} + \frac{259473.086 * 10^{-3} * 6.03}{17403,64} = 0.222MPa \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.0899MPa \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.17MPa = \sigma_{\text{adm}} > 0.15MPa$$

Etude de l'infrastructure

- Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{37.469}{280} + \frac{152563.883 * 10^{-3} * 4.12}{8980.94} = 0.249 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.011 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.189 \text{MPa} > \sigma_{\text{adm}} = 0.15 \text{MPa}.$$

On voit bien que les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées, pour cela on augmente la longueur du débord.

Finalement, après plusieurs essais, on a opté pour un débord de 1m.

$$\text{On a } S_{\text{rad}} = 241,79 + 75,33 = 317,12 \text{m}^2$$

$$\text{Soit } S_{\text{rad}} = 320 \text{m}^2$$

$$I_x = 19625,86 \text{m}^4 \text{ et } X_G = 4,39 \text{ m}.$$

$$I_y = 10102,16 \text{m}^4 \text{ et } Y_G = 6.68 \text{m}.$$

- Sens X-X:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = \frac{37.469}{320} + \frac{259473.086 * 10^{-3} * 6.68}{19625.86} = 0.19 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.03 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.15 \text{MPa} = \sigma_{\text{adm}} = 0.15 \text{MPa}$$

- Sens Y-Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = \frac{37.469}{320} + \frac{152563.883 * 10^{-3} * 4.39}{10102.16} = 0.17 \text{MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.05 \text{MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.14 \text{MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 0.15 \text{MPa}$$

B-3- Vérification aux sous-pressions :

$$N \geq \gamma_w * S * Z * F_s$$

Avec :

$F_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).

$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).

$S_{rad} = 320 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$Z = 3.00 \text{ m}$ (hauteur de la partie enterrée du bâtiment).

$N = 37469.6 \text{ kN} > 1.15 \times 10 \times 3.00 \times 320 = 11040 \text{ kN}$Condition Vérifiée

C- Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable soit le panneau A (**figure 6.1**) et on optera le même ferrailage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1m.

C-1- détermination des sollicitations :

$$Q_u = \frac{N_u + P_u}{S_{tot}}$$

Avec : N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et P_u le poids propre du radier.

$$N_u = 37469.6 \text{ kN}$$

Calcul de P_u :

$$\text{Poids propre du radier} = 320 * 0.4 * 25 = 3200 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow P_u = 1,35 * 3200 = 4320 \text{ kN}$$

$$\text{Donc : } Q_u = \frac{41789,6}{320} = 130.62 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et } L_x = 4,45 \text{ m ; } L_y = 5,10 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,87 \quad \text{et à E L U on a : } \mu_x = 0,0486 \quad \text{et } \mu_y = 0,7244$$

$$\text{Donc : } M_{0x} = \mu_x * Q_u * L_x^2 = 125,70 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y = 91,06 \text{ kN.m}$$

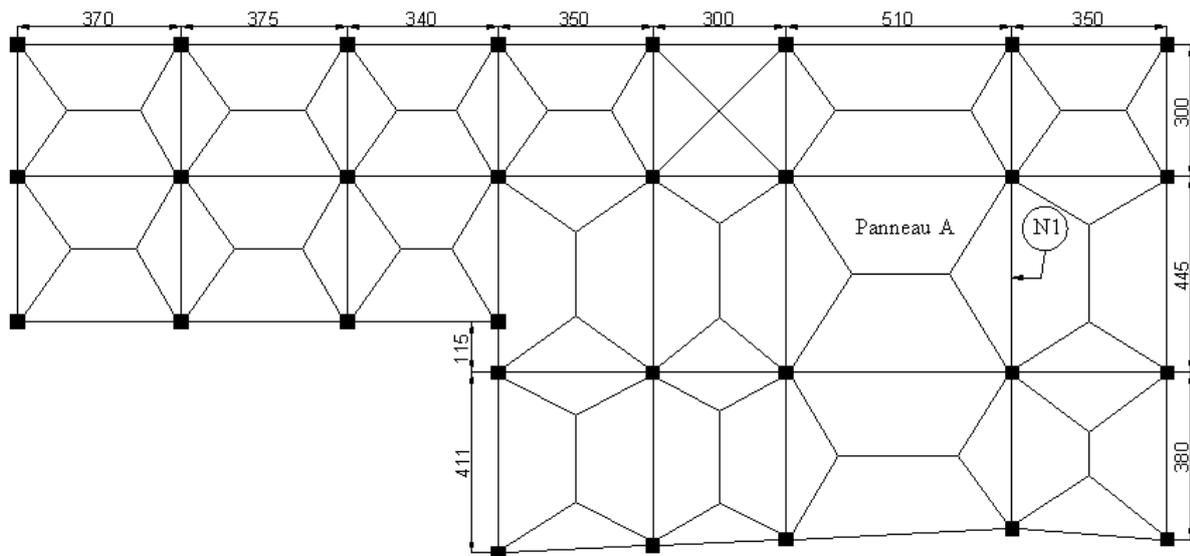


Fig. 6.1. : Schéma de rupture de dalle de radier.

C-2- Calcul du ferrailage :

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

➤ En travée :

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 94,27 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 68,29 \text{ kN.m}$$

➤ En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -62,85 \text{ kN.m}$$

La section de ferrailage étant $(1 \times 0,4) \text{ m}^2$ alors les résultats de calcul donnant la section d'armature de la dalle du radier sont regroupés dans le tableau suivant :

Etude de l'infrastructure

Tableau 6.1. Section des armatures du radier.

Localisation		M_t (KN.m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{min} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /m)	Choix/ml (cm ²)
travée	x-x	94,27	7,74	3,40	10,05	5HA16
	y-y	68,29	5,55	3,20	7,70	5HA14
Appui		-62,85	5,11	3,40	7,70	5HA14

Pour une dalle d'épaisseur $e > 12$ cm ; et $\rho > 0.4$, la section minimale d'armatures est :

$$A_{xmin} = \rho_0 * (3 - \rho) * b * \frac{h}{2} = 3,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ymin} = \rho_0 * b * h = 3,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sachant que pour des aciers HA FeE400 $\rho_0 = 0.0008$

- **L'espacement des armatures :**

Armatures // à L_x : $St = 20\text{cm} \leq \min(2 * e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures // à L_y : $St = 20\text{cm} \leq \min(2 * e ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

C-3- Les vérifications à l'état limite ultime :

- ✓ - **Vérification au cisaillement :**

$$V_{ux} = \frac{Q_u * L_x}{2} * \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 183,98 \text{ kN}$$

$$V_{uy} = \frac{Q_u * L_y}{2} * \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 122,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = 0,51 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}.$$

C-4- Les vérifications à l'état limite de service :

On a :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

$N = 27331,33 \text{ kN}$ et le poids propre du radier est : 3200 kN

$$N_s = 27331,33 + 3200 = 30531,33 \text{ kN}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = 95,41 \text{ kN/m}^2$$

Après calculs des moments M_{0x} et M_{0y} et leur correction, on trouve :

$$\begin{cases} M_{tx} = 78,78 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 63,61 \text{ kN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -52,52 \text{ kN.m} \end{cases}$$

✓ Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

✓ Les contraintes dans l'acier :

Vu que la fissuration est nuisible alors une vérification de la contrainte de traction pour l'acier est requise :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après :

Etude de l'infrastructure

Tableau 6.2. Vérification de l'état limite de compression du béton :

Localisation		M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	78,78	134196,45	9,01	5,28	237,66
	yy	63,61	107617,45	8,03	4,74	247,98
Appui		- 52,52	107617,45	8,03	3,92	204,75

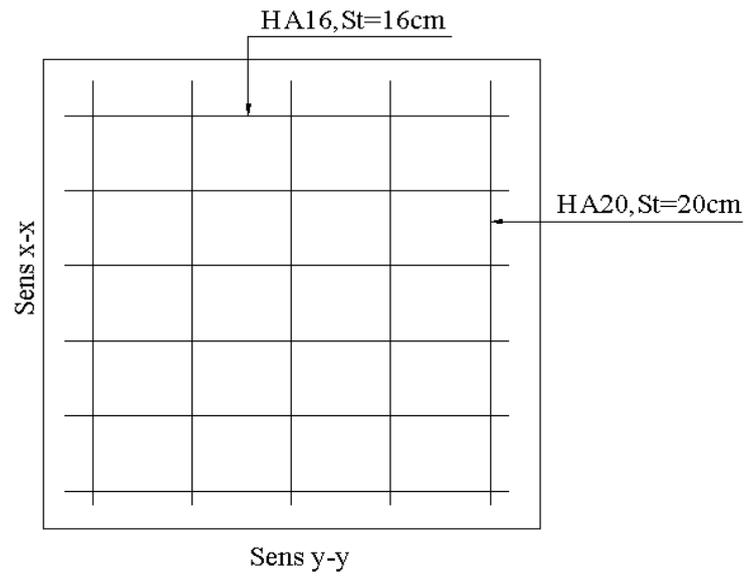
Vu que la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée alors une augmentation des sections des armatures est requise.

Les nouveaux résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après.

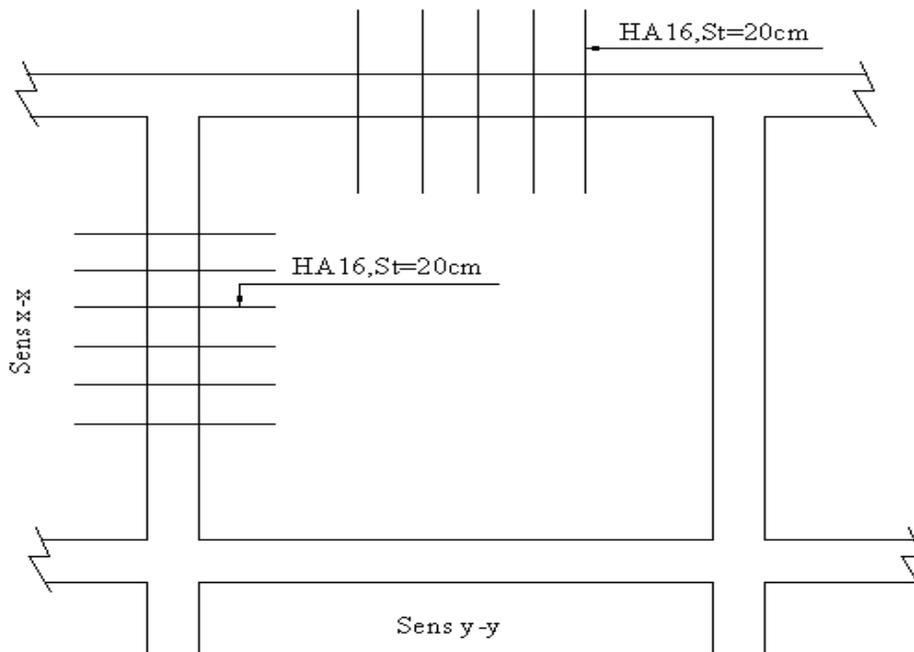
Tableau 6.3. Les nouveaux résultats de la vérification de l'état limite de compression du béton :

Localisation	M_{ser} (KN.m)		A (cm ²)	Choix/ml (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
	xx	yy						
Travée	xx	78,78	15,70	5HA20	10,87	191534,41	4,6	159,74
	yy	63,61	12,06	6HA16	9,74	155546,74	4,10	165,94
Appui	- 52,52		10,05	5HA16	9,01	134196,45	3,63	163,24

F- Le schéma de ferrailage :



- En travée -



- En appui -

Fig. 6.2 : Schéma de ferrailage de radier.

Etude de l'infrastructure

- **Le ferrailage du débord :**

Il est assimilé à une console de 1 m de largeur.

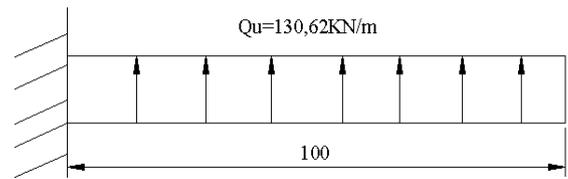


Fig.6.3 : Schéma statique du débord

$$M_u = -Q_u * \frac{Lx^2}{2} = - 65,31 \text{ kN.m}$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après

Tableau 6.4. Le ferrailage du débord :

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Ax calculé (cm ² /m)	A adopté (cm ²)	St(cm)
65,31	0,035	0,044	0,353	5,31	5HA12 = 5,65	20

- **Les armatures de répartition :**

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 1,42 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Et donc dans le sens Ly on ferraille avec les armatures de répartition 4HA8cm²/ml.

➤ **Le schéma de ferrailage :**

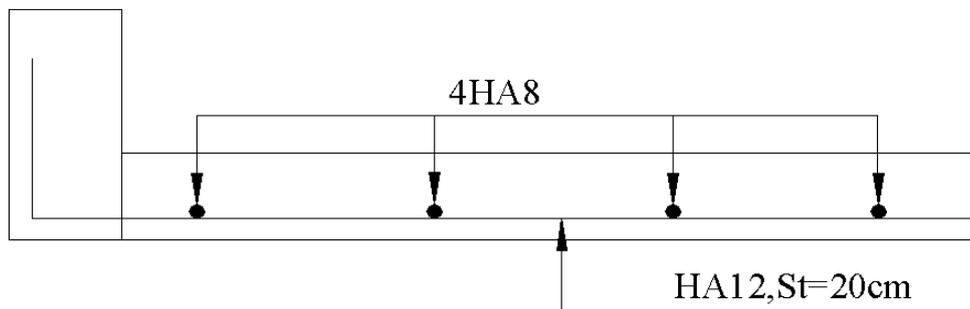


Fig. 6.4 : Schéma de ferrailage du débord.

- **Les nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier cependant la répartition des charges sur travée est triangulaire ou trapézoïdale, ceci est fortement dépendant des lignes de ruptures mais on procède à une simplification des calculs en les remplaçant par des charges équivalentes uniformément réparties.

- P_m charge uniforme produisant le même moment maximum que la charge réelle.
- P_v charge produisant le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Pour notre cas, nous allons étudier le cas de la nervure N1 (Fig.6.1)

- ✓ **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- ✓ **Charge triangulaire :**

$$P'_v = p'_m = \frac{q_u}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec :

$$Q_u = 134,50 \text{ kN.m} \quad \text{et} \quad Q_s = 98,30 \text{ kN.m}$$

- ✓ **Schémas statiques équivalents :**

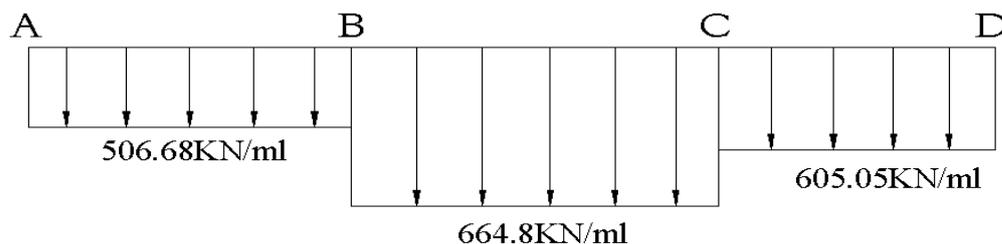


Fig. 6.5 : Schémas statiques équivalents.

Etude de l'infrastructure

- **Evaluation des sollicitations :**

Pour déterminer les sollicitations, il faudra utiliser la méthode de Caquot (chapitre III : calcul des éléments secondaires).

Tableau 6.5. Sollicitations maximales sur la nervure N1.

Localisation	Travée	Appui
Mu (KN.m)	781,27	-947,35
Ms (KN.m)	570,91	-692,33
V (KN)	1296,35	

B- Le ferrailage des nervures :

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en T de la même manière que les poutrelles.

$$h=0,8 \text{ m}$$

$$h_0=0,4\text{m}$$

$$b_0=0,6\text{m}$$

$$d=0,76\text{m}$$

Pour la nervure N1 :

$$L_x = 3.5 - 0.6 = 2.9\text{m}$$

$$L_y = 3 - 0.6 = 2.4\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_y}{10}, \frac{L_x}{2}\right) \square b_1 \leq \min(2,4/10; 2,9/2)$$

$$\square b_1 \leq 0,24\text{m}$$

Soit $b=1 \text{ m}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

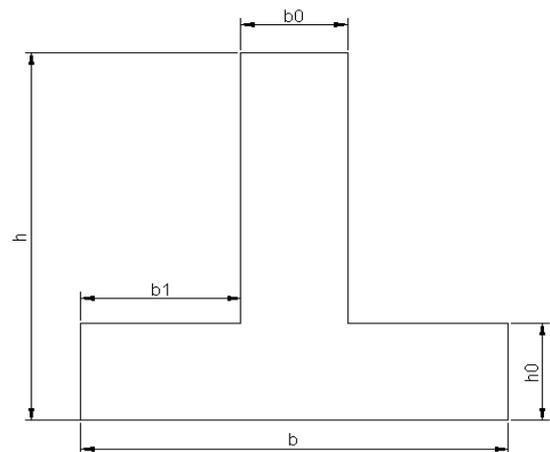


Fig. 6.6 : Coupe de la nervure.

Etude de l'infrastructure

Tableau 6.6. Ferrailage de la nervure N1.

Localisation	Mu (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	Choix
Travée	781,27	31,13	9,177	31,4	10HA20
Appui	-947,35	38,16	9,177	40,25	5HA25+5HA20

C- Les vérifications :

C-1- Etat limite ultime :

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 1,29635 / (1 \times 0,76) = 1,70 \text{ MPa} < \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée}$$

C-2- Etat limite de service :

- **Vérifications des contraintes.**

Tableau 6.7. Vérifications des contraintes :

Localisation	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_{s_adm} (Mpa)
Travée	570,91	22,45	1,727x10 ⁶	7,41	15	265,41	10HA22
Appui	-692,33	24,85	2,091x10 ⁶	8,22	15	254,02	5HA25+5HA22

On voit bien que la contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, cela implique une augmentation de la section d'armature.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 6.8. Les nouveaux résultats des vérifications des contraintes :

Localisation	Choix	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	σ_s (Mpa)
Travée	10HA25	49,1	26,95	2,42x10 ⁶	6,34	173,25
Appui	5HA25+5HA32	64,75	19,45	3,351x10 ⁶	4,05	125,23

Etude de l'infrastructure

✓ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_o}{10}; \phi_l\right) \square \phi_t \leq \min(22,85; 60; 25) \square \phi_t \leq 20,85mm$$

Soit : $\phi_t = 10mm$

✓ Espacements des aciers transversaux :

- 1) $St \leq \min(0,9d ; 40cm) \Rightarrow St \leq 40cm$
- 2) $St \leq (At.fe)/(0,4.b_0) \Rightarrow St \leq 65,5cm$
- 3) $St \leq (0,8.At.fe)/[b_0.(\tau_u - 0,3f_{t28})] \Rightarrow St \leq 19,58cm$

Soit $St=15cm \Rightarrow 5HA10 = 3,95 cm^2$

D-Les schémas de ferrailage :

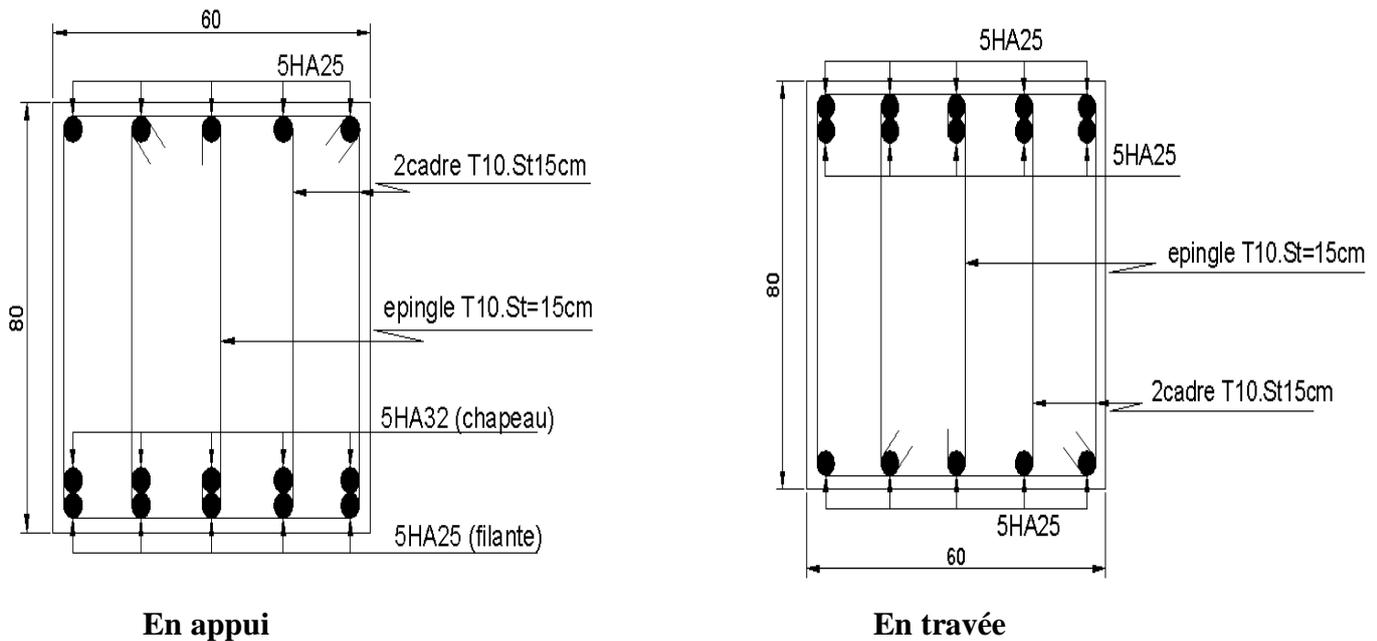


Fig.6.7 : Ferrailage de la nervure N1.

6.5 Voile périphérique :

A-Introduction :

Selon le **RPA99/version 2003** les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

B-Dimensionnement des voiles périphériques :

-Hauteur : $h= 3$ m.

-Longueur : $L= 4.5$ m.

-Épaisseur : $e= 20$ cm

C- Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : 19.8 KN/m³
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 9.06^\circ$
- ✓ La cohésion : $C=0.33$ bars

D- Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

➤ La poussée des terres :

$$G = h \cdot \gamma \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3 \cdot 19.8 \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9.06}{2} \right) - 2 \cdot 0.033 \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9.06}{2} \right)$$

$$G = 43.181 \text{ KN/m}^2$$

➤ Surcharge accidentelle :

On a : $q=10$ kN/m²

$$Q = q \cdot \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma h} \cdot \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = 10 * \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9.06}{2} \right) - \frac{2 * 0.033}{19.8 * 3} * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{9.06}{2} \right) \right] \Rightarrow Q = 7.27 \text{ KN/m}^2$$

E-Le ferrailage du voile périphérique :

∅ Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculer comme étant une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux ainsi que les fondations.

E-1- l'état limite ultime :

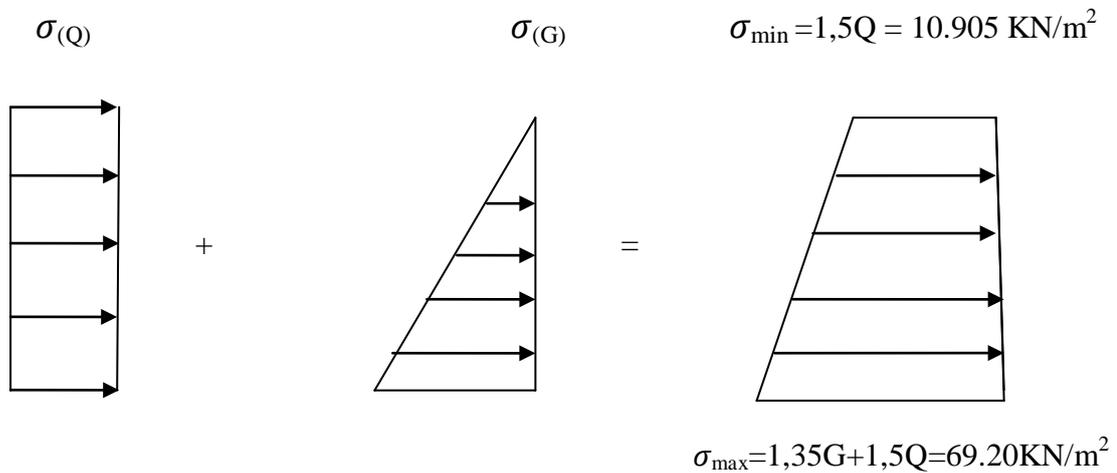


Fig.6.8: Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 54.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m * 1 \text{ ml} = 54.62 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$L_x = 3.00 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 1.00 \text{ m}$$

$$L_y = 4.5 \text{ m} \quad \text{e} = 20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.66 > 0.4 \text{ la dalle travail dans les deux sens}$$

Etude de l'infrastructure

Tableau 6.9. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELU :

		M0 (KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
Sens X-X'	0.0737	36.23	30.8	18.11
Sens Y-Y'	0.3753	13.6	11.55	6.8

Le ferrailage se fait pour une section de (b*e).

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci –après sachant que :

$$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots\dots \text{Condition exigée par le RPA.}$$

Tableau 6.10. Ferrailage du voile périphérique :

	Sens	M(KN.m)	$\frac{M}{b_u}$	σ	Z(m)	A calculé cm ² /ml	Amin(cm ²)	A adopté
								Cm ² /ml
Travée	x-x	30.8	0.084	0.128	0.156	5.43	2	5HA12=5.65
	y-y	11.55	0.0317	0.04	0.157	2.1	2	4HA10=3.16
appui		18.11	0.049	0.063	0.155	3.33	2	5HA10=3.95

L'espacement :

$$St \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

➤ **Vérifications :**

1. La condition de non fragilité :

$$Ax_{\min} = \rho_0 (3 - \rho) b \cdot e / 2 = 1.872\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$Ay_{\min} = \rho_0 b \cdot e = 1.6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min(0,04 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

avec :

Etude de l'infrastructure

$$V_{ux} = \frac{q \cdot Lx}{2} * \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = \frac{54.62 \cdot 3}{2} * \frac{4.5^4}{3^4 + 4.5^4} = 68.41 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{q \cdot Ly}{2} * \frac{Lx^4}{Ly^4 + Lx^4} = \frac{54.62 \cdot 4.5}{2} * \frac{3^4}{4.5^4 + 3^4} = 20.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{68.41 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.16} = 0.42 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.42 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

E-2-L'état limite de service:

$$\sigma_{max} = G + Q = 43.181 + 7.27 = 50.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 7.27 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.65 \text{ KN/m}^2$$

$$qs = \sigma_m \cdot 1 \text{ ml} = 39.65 \text{ KN/m}$$

Tableau 6.11. Les sollicitations dans le voile périphérique à l'ELS :

		M0 (KN.m)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)
Sens X-X'	0.0792	28.26	24.02	14.13
Sens Y-Y'	0.5351	15.12	12.85	7.56

✓ Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y).$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\tau f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa.}$$

i) Etat limite de compression dans le béton:

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Etude de l'infrastructure

Tableau 6.12. Vérification de l'état limite de compression du béton :

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
travée	x-x	24.02	4.42	14243.03	7.45	15
	y-y	12.85	3.44	8834.44	5.003	15
Appui		14.13	3.80	10647.83	5.04	15

Les contraintes sont vérifiées.

ii) La contrainte de traction dans l'acier

Tableau 6.13. Vérification de l'état limite de traction dans l'acier :

Sens		M (KN.M)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)
travée	x-x	24.02	4.42	14243.03	292.93	201.63
	y-y	12.85	3.44	8834.44	274.03	201.63
Appui		14.13	3.8	10647.83	242.84	201.63

$\sigma > \overline{\sigma}_{st}$Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

On va augmenter la section des armatures forfaitairement, pour cela on optera :

-5HA16/ml=10,05cm²en travée dans le sens X-X, ce qui nous a donné une contrainte dans l'acier de :

$$\sigma_s = 169,26\text{MPa} < 201,63\text{MPa}$$

-4HA12/ml=4,52cm²en travée dans le sens Y-Y, ce qui nous a donné une contrainte dans l'acier de :

$$\sigma_s = 194,10\text{MPa} < 201,63\text{MPa}$$

-4HA12/ml=4,52cm² en appui dans les deux sens, ce qui nous a donné une contrainte dans l'acier $\sigma_s = 122,98\text{MPa} < 201,63\text{MPa}$

F-Le schéma de ferrailage :

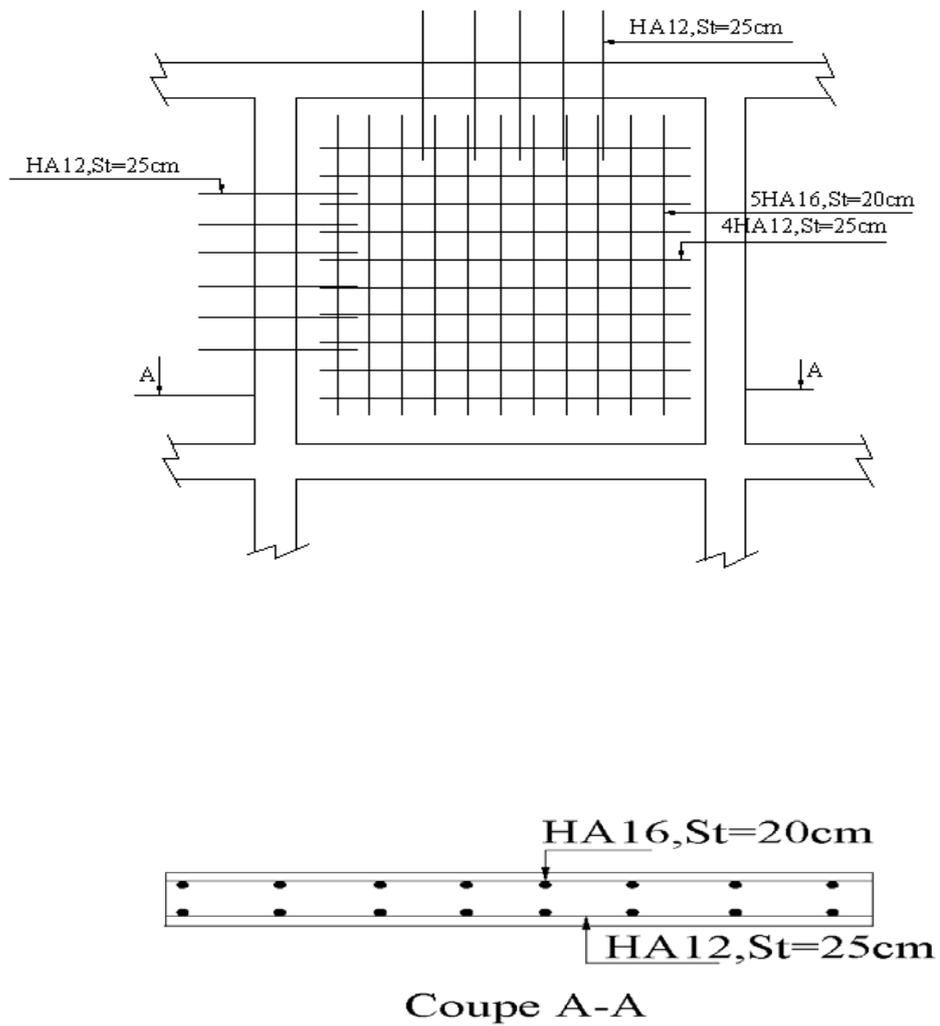


Fig6.8 : Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

CONCLUSION :

Ce projet de fin d'étude est notre première expérience pour mettre en application les connaissances acquises durant notre cycle de formation. Il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un concepteur pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition de charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion. La vérification de la condition d'interaction entre les voiles et les portiques exigée par le Règlement Parasismique Algérien pour le contreventement mixte a conduit à l'augmentation de la section des poteaux ainsi que la réduction des efforts internes et donc le ferrailage avec le minimum réglementaire donné par le Règlement Parasismique Algérien.

Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général avec débord de 1m afin d'assurer une bonne répartition de contraintes sur le sol (la contrainte admissible du sol est de 1,5 bars) et d'éviter dans ce dernier les tassements différentiels éventuels.

L'importance de l'ouvrage (et donc de la réaction du sol) a conduit à un ferrailage important dans les nervures, des barres de 25mm et de 32mm ont été utilisés.

Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.

Et enfin nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence qui contient un minimum d'informations utile pour faciliter les études des futures promotions.

Bibliographie

Bibliographie :

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3ième et 4ième année Génie Civil.
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Annexes

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

TAB. 6.4 – Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 1$

U/l_2	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_2											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

Annexe 3

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

